

TDK DOLGOZAT

Többszintes téглаépület szeizmikus sérülékenység vizsgálata



Név: Bányász Péter

Neptun: ZIG9IP

Félév: 2021/22 ősz

Konzulens: Dr. Vigh László Gergely

Tartalomjegyzék

I. Köszönetnyilvánítás	2.
II. Tanulmány	3.
1. Bevezetés	3.
2. Magyarország és Budapest szeizmikus viszonyai röviden	3.
3. Földrengés hatásai az épített szerkezetekre	5.
4. Földrengések hatása a falazott szerkezetekre	6.
5. Falazott szerkezetek szabályai	8.
6. Budapesti századfordulós bérházak felépítése és falszerkezeti megoldásai	9.
7. Építőanyagok avulása	12.
8. Budapest talajviszonyai	13.
9. Méretezési eljárások földrengésre.....	13.
10. Tervezett numerikus vizsgálatok leírása	14.
11. Budapesthez hasonló városok példái	14.
12. Összegzés	15.
III. Numerikus modellezés és sérülékenység vizsgálat	16.
1. A kiválasztott épület bemutatása	16.
2. TreMuri modellezés	17.
3. Hálózás.....	19.
4. Analízis	19.
5. Eredmények	20.
6. Sérülékenységi görbe előállítása.....	22.
IV. Megerősítési javaslatok, összefoglaló	29.
V. Irodalomjegyzék	31.
VI. Mellékletek.....	33.

I. Köszönetnyilvánítás

Először is meg szeretném köszönni a segítséget konzulensemnek, dr. Vigh László Gergelynek. Az S.T.A. Data csapatának a licencet a 3Muri szoftverhez. Valamint az SPO2FRAG csapatának szintén a szoftverhez adott kulcsot.

II. Tanulmány

1. Bevezetés:

Magyarország földrengés szempontjából nem tartozik a legveszélyeztetettebb területek közé. De ennek ellenére nem lehet azt a tényt szem elől téveszteni, hogy bizony előfordult többször is az ország területén katasztrofális hatást kiváltó földrengés. Sőt, ezen dolgozatom központjában álló Budapest, közvetlen közelében is fordult már elő közepes kategóriába sorolható földmozgás.

Ezen földtani viszonyok következtében jogosan merül fel a kérdés, milyen módon viselkedhetnek a Budapesten található épületek egy esetleges szeizmikus jelenség alatt. A belvárosban található épületek/bérházak esetében ki lehet jelenti, hogy építésük alatt nem igen gondoltak földrengésre való méretezésre. Ez nem hanyagság miatt volt. Egyszerűen nem tapasztaltak földrengést az előtt az építők. Nem úgy, mint például japán területeken, ahol szinte napi rendszerességgel alakulnak ki földmozgások, így az épületeket is ennek megfelelően építették, már több száz évvel ezelőtt is. A budapesti épületek nagyrésze jó esetben teljes egészében téglából épült, de találkozhatunk olyan falszerkezetekkel is, melyeknek szinte csak a vázát adja maga a téglák, de belülről kövel, habarccsal, vagy építési törmelékekkel vannak feltöltve. A XIX. és XX. század fordulóján a vasbeton még csak éppen kezdett teret hódítani magának. Így a belvárosi házak nagyrésztében a vasbeton szerkezetek gondolata sem merülhetett fel. Ebből kifolyólag a koszorú, mint a vízszintes erők felvételére képes szerkezet sem jelenik meg ezen épületekben. Így a mai szeizmológiai ismereteink alapján aggasztónak tűnik a legtöbb Budapest területén található, a világháború előtt épült ház szerkezeti megoldása.

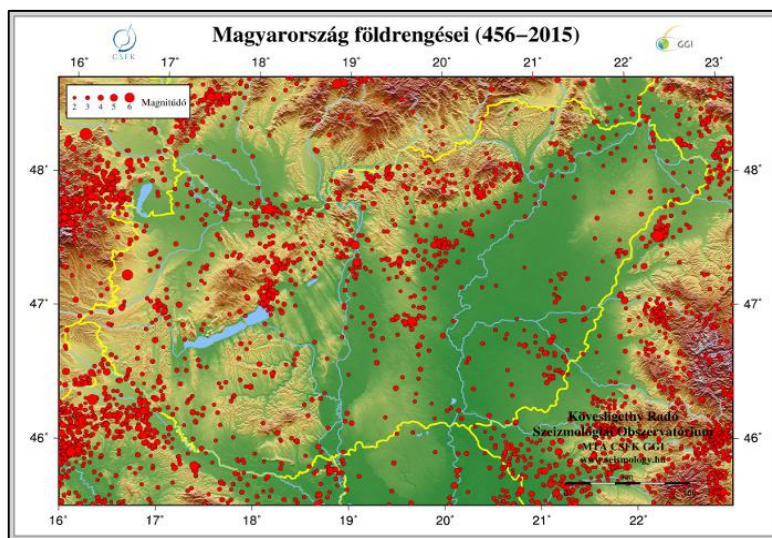
Az elkövetkezőkben pedig a fentebb leírtakat szeretném jobban kifejteni. Először is Magyarország, ezen belül is Budapest földtani viszonyait szeretném áttekinteni. Ezek után pedig a századfordulós, hagyományos téglafalakról adnék egy áttekintő leírást, majd a tanulmány utolsó felében ezen falak földrengésre mutatott viselkedését járnám körül. És végezetül az általam tervezett numerikus vizsgálatokról értekeznék, valamint a sérülékenységi görbe előállításáról, és annak hasznáról.

2. Magyarország és Budapest szeizmikus viszonyai röviden:

^[1] Jelenlegi ismereteink szerint, melyek legfőbbképpen geodéziai és szeizmikus méréseken alapulnak, a Kárpát-medence szeizmikus viszonyait az Adriai-mikrolemez

Appennini-félsziget körüli óramutató irányával ellentétes elfordulása okozza. Ugyanez a mozgás hozta létre az Alpok, Dinári-hegység és a Kárpátok vonulatait is. A Kárpát-medence és ezen belül Magyarország, földtani értelemben DNY-ÉK-i irányban nyomás alatt van. Ez azzal jár, hogy vannak helyek leginkább a Dunántúl és Erdély területe, ahol kiemelkedést, máshol, leginkább az Alföld területén süllyedés tapasztalható a mérésekben. Ebből következik, hogy az ország területe folyamatosan csökken minden irányban.

[1] Magyarország területén nincsenek jól meghatározott törésvonalak. Ha ránézünk a Kárpát-medence ismert földrengéseit összegyűjtő térképre, elmondható, hogy Magyarország határain belül jóval ritkábban alakulnak ki földrengések, mint a peremterületeken. Az ország határain belül leginkább erős képzelőerővel É-D-i [2] (ÉNY-DK)



1. ábra: Magyarország szeizmicitása
forrás: <http://www.seismology.hu/>

vonalakat tudnánk berajzolni. Ha elképzelünk egy szőnyeget és megnyomjuk két oldalról, akkor értelemszerűen a nyomás irányára merőlegesen fognak kialakulni redők. Ha Zala megye domborzatát vizsgáljuk nem is kell nagy képzelőerő a vonalak megtalálásához. De elmondható, hogy leginkább földtanilag aktívabb zónákat tudunk megjelölni. Ilyen például a Móri-árok, vagy Budapest környéke.

[2] A Budapest alatt húzódó feltételezett törésvonal létéről tesz tanúbizonyságot az 1956-ban kiroppant dunaharaszti földrengés (5,6-os magnitúdójú). És az 1561-ben történt (5,6-os magnitúdójú) pest-budai földrengés pedig arra enged következtetni, hogy nagyobb földrengések is kialakulhatnak a főváros térségében.

Most, hogy megtudtuk, hogy a magyar főváros térségében és az ország nagy részén is lehet számítani közepes erősségű földmozgásokra, lassan áttérhetünk arra, hogy ez a mozgási energia milyen módon jelenik meg az épületek esetében. Tudjuk, hogy a legeslegerősebb földrengéseket leszámítva, a rezgések önmagukban nem veszélyesek, a rájuk épített szerkezetek és az ezen szerkezetekben tartózkodó emberekre gyakorolt hatásuk az, ami a természeti jelenségeket veszélyessé teszi. [2] Ezért a Richter-skála (mértékegysége: magnitúdó)

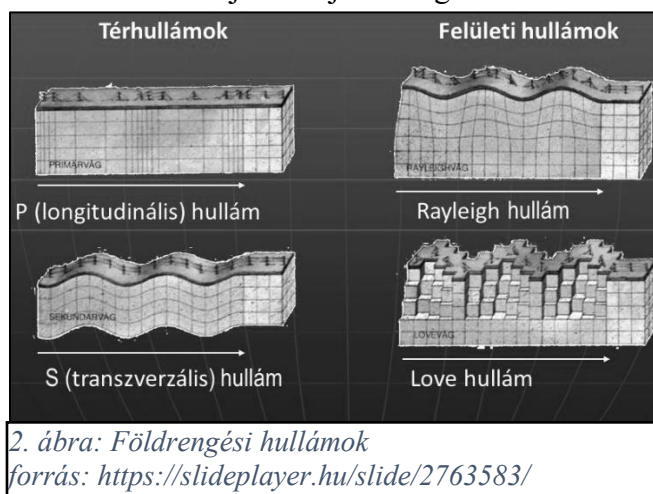
mellett, szükségszerű a Mercalli-skálát is figyelembe venni. Mivel ez jobban megmutatja, hogy egy-egy területen milyen mértékű rombolásra lehet számítani egy-egy földrengés hatására. Másszóval, a Mercalli-skála a földrengések épületekre és emberi életre gyakorolt hatását veszi figyelembe. (A Richter-skála a földrengés energiáját, a Mercalli a földrengés intenzitásáról ad visszajelzést.)

Már említettem, hogy például japánba egy földrengés következményei sokkal kisebbek, mint például Európában. Emlékezzünk vissza a 2020-as horvát Petrinyai földrengésre, mely 6,3-as magnitúdójú volt és intenzitása pedig a 12-es skálán 8-as osztályzatot kapott. A fél város összeomlott és 7 ember életét veszítette. Most emlékezzünk vissza a 2021-es japán földrengésre, mely 7,1 magnitúdójú volt és Fukusimától nem messze roppant ki a föld alatt. Nagy eséllyel nem sokan emlékeznek erre a második földrengésre. A hírügynökségek sem számoltak be nagyobb károkról és elhunytakról (bár ez nem azt jelenti, hogy nem is voltak, de ez más kérdés).

^[1] A lényeg látszik egy-egy terület földrengésveszélyeztetettsége nagyban függ a helyi talaj, építési, társadalmi és megannyi más körülménytől. Tudjuk, hogy egy lazább talaj esetén jóval nagyobb hullámok képesek kialakulni, mint egy sziklás területen, mivel a puhább talajkörnyezetbe jutó rezgések frekvenciája lecsökken, így közelebb kerülnek az épületek rezonancia frekvenciáihoz. A talajfolyósodásról már nem is beszélve. De a jelen dolgozat témájából kiindulva inkább a földmozgások az egyes szerkezeti típusokra gyakorolt hatását venném jobban górcső alá.

3. Földrengés hatásai az épített szerkezetekre:

Földrengés során a talajban sokfajta hullám képes kialakulni. Ezekről még nem esett szó, de a következő fejezetek jobb megértése érdekében elengedhetetlenek.



^[1] Röviden, megkülönböztetünk tér és felületi hullámokat. Térhullámon belül léteznek transzverzális és longitudinális hullámok. Még felületi hullámoknál szintén két típust ismerünk, a Rayleigh-, és a Love-hullámokat. Az ábrákból jól kivehető, hogy milyen irányú mozgásokat okoz, egyik, illetve másik típusú hullám.

Az épített szerkezetekre, mivel elsősorban gravitációs / vertikális terhekre vannak méretezve, (ezekre van bennük nagy teherviselési tartalék), elsősorban a Love-hullámok a legveszélyesebbek. Ezek tudnak horizontális / vízszintes többlet terhet okozni az épületeken és egyben túlzott deformációkat létrehozni. (A longitudinális hullámok is horizontálisan terjednek, de energiájuk sokkal kisebb, mint a többi hullámtípusnak, jelenlétük inkább a földrengések előrejelzését segíti elő, őket nevezzük primer hullámoknak.)

^[3] Tehát, ebből következik, hogy a földrengésre való méretezés esetén legfőbbképpen az épületek vízszintes teherviselésén / alakváltozási képességén kell javítani. A legtöbb mai épületben, ezek a vízszintes teherhordó szerkezetek, koszorúk, födémek, vagyis egyfajta diafragmák képében jelennek meg. Ezen szerkezet és társaik, úgy, mint belső magok, merev keretszerkezetek stb., mind-mind arra szolgálnak, hogy az épület egy globális szerkezetként viselkedjen. Az épületekre ható rezgések esetén ez elengedhetetlen, nehogy az egyes elemek egymástól szétrázkódjanak, ezzel pedig kritikus feszültség felhalmozódások jöhetnek létre, az egymástól elmozduló épület szerkezetek között. Erre, jó megoldás lehet, például az egyes épületszárnyak között dilatációs hézagokat kialakítani, így elkerülve a kapcsolatok tönkremenetelét.

4. Földrengések hatása a falazott szerkezetekre:

^[4] Még mielőtt rátérnénk, hogy a falazatok, milyen módokon mehetnek tönkre, egy földrengés során, gyorsan fussuk át, hogy általánosan milyen tönkremeneteli módok jellemzőek egy falazatra.

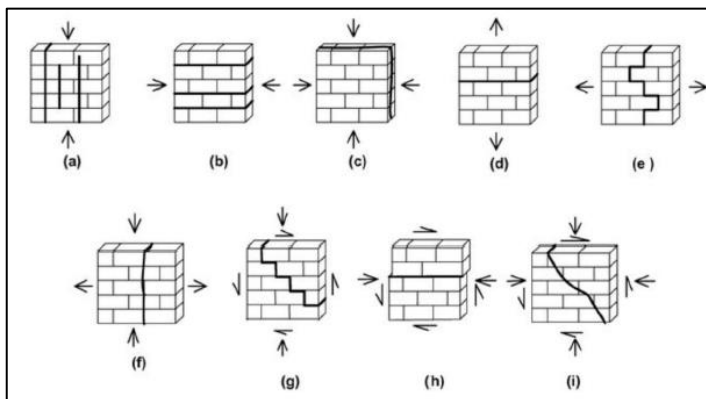
Nagy függőleges nyomás hatására a falazatban húzási feszültségek keletkeznek. Ekkor, ha a falazóelem gyengébb, mint a habarcs a húzófeszültségek hatására a téglák megreped. Fordított esetben a habarcs szétmorzsolódik, ez nem jelent egyértelmű tönkremenetelt, de a nyírási ellenállás elvész.

Húzási ellenállásról, vasalatlan téglák falazat esetében nem beszélhetünk. Hajlítás esetében is ugyanezek a megállapítások tehetők.

Ha nagy függőleges és vízszintes erők hatnak a falra, ekkor jöhet létre nyírási tönkremenetel. Ilyenkor átlós húzófeszültség lép fel a falban, és átlós repedések jönnek létre benne. Gyenge falazóelem esetén, a repedés átmetszi a falazóelemet, gyenge habarcs esetén a repedés a hézagokban fut végig.

[5] Csúszó nyírási tönkremenetel. Ez kis függőleges teher és gyenge habarcsanyag esetén alakul, elsősorban az alaptest és a falazat között, esetleg valamelyik felsőbb földemen. Ha az épület megfelelő módon van rögzítve az alaptesthez, még ebben az esetben is kialakulhatnak vízszintes törési felületek, ha maga az alaptest oldalán nem alakul ki elegendő passzív földnyomás.

[6] [7] Most térjünk át arra, hogy földrengésből milyen károkat tud elszenvedni egy tégláépület. A következő tipikus sérülések jelenhetnek meg. Nem mindegy, hogy az épület fala milyen irányban állt hullámterjedési irányára.



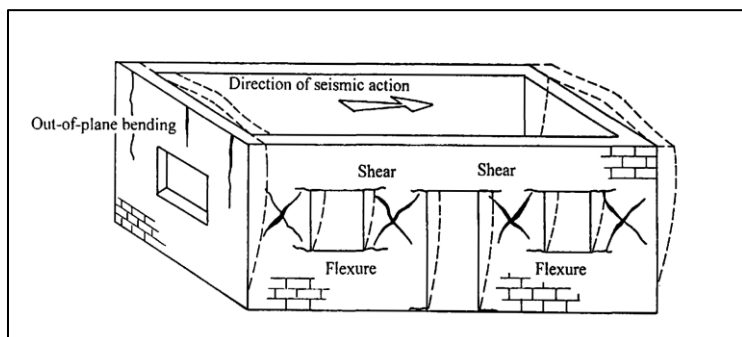
3. ábra: Falazat tönkremeneteli módok

forrás: Nagy Tamás Bajnok: Falazott szerkezetű lakóház vizsgálata „pushover” módszerrel

A fal síkjában deformált fal esetén, létrejöhetnek átlós nyíráshoz tartozó repedések a nyílászárók között. Feszültséggyűjtő helyeken repedések, úgymint az ablakok és ajtónyílások szélei. Vagy a falak szélein függőleges repedések. A falak sarkain szintén megjelenhetnek törések, morzsolódások. Vagy akár nyílások felett függőleges repedések is létrejöhetnek, bár ezek inkább nagy vertikális hullámok esetén valószínűek.

A hullámterjedési irányára merőlegesen álló falak esetében jóval jellemzőbbek a hajlításból származó repedések. Úgymint hosszú vízszintes, vagy éppen függőleges repedések.

[3] A csúszó nyírási tönkremenetel sokszor megjelenik földrengéseknél. Ilyen például a földemek és falak közti repedések megjelenése, és egyéb horizontális repedések a különböző szerkezeti elemek között.



4. ábra: Tipikus sérülések földrengés esetén

forrás: Miha Tomazevic: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings

Ha nincs az épületen koszorú, (amely dolgozatomban is így lesz), akkor a falak egyszerűen elválhatnak egymástól és elborulhatnak.

Nem teherhordó elemek tönkremenetele ugyanúgy bekövetkezik földrengések során,

és veszélyeztethetik az emberi életet, bár nagy valószínűséggel nem lesz katasztrofális hatásuk. Itt gondolok válaszfalakra, lépcsőszerkezetekre, ajtókra, ablakokra.

Utolsóként fontos megemlíteni egyéb hatásokat, úgymint, szomszédos épületeket, alapozást és más helyi adottságokat.

Magyarországon nem valószínű, de egy karcsú épület globális felborulása is elképzelhető földrengés hatására. Ezen tönkremeneteli mód leginkább rossz alapozás esetén jöhet létre, vagy talajfolyósodánál. Amikor globális stabilitásvesztés alakul ki az épületen.

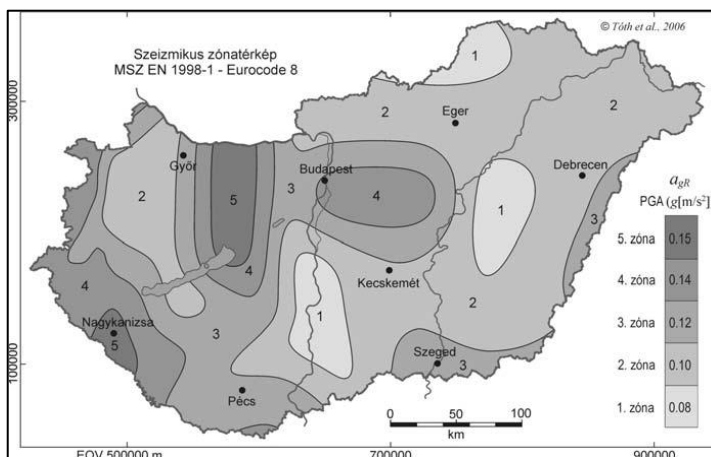
5. Falazott szerkezetek szabályai:

A helyes méretezésen túl, a földrengésekre való megfelelés miatt az alábbi építészeti és statikai szabályokat kell alkalmazni.

[8] Negyedik szeizmikus zónában 3 szintesnél magasabb falazott szerkezetet tilos építeni. Valamint harmadik és negyedik zónában kerülni kell a cifra alaprajzú épületeket. Ne legyenek sem alaprajzilag, sem magasságilag jelentősebb eltérések az épületen belül. A csavarási hatás elkerülése miatt. Ha mégis elkerülhetetlen az ilyen módon történő kialakítás, a már említett dilatációs hézagok használata kötelező.

Az alapozási szint egy sík legyen. Ha máshogy nem megoldható, a különálló alap-testeket gerendaráccsal, vagy padlólemezrel kell összekötni, ezzel megakadályozva az eltérő mozgásokat.

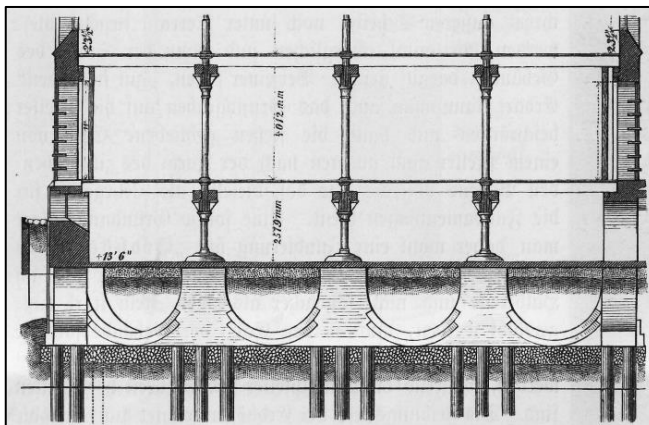
Tégla, kő-tégla, kő falazatok esetében kötelező minden szinten zárt koszorút kialakítani. Így elkerülve a már említett falkiborulást. Valamint ilyen épületeknél, a boltíves kialakításokat kerülni kell vagy vonórudat kell alkalmazni.



5. ábra: Mo. szeizmikus zóna térképe
forrás: Völgyesi Lajos – Tóth László – Győri Erzsébet – Mónus Péter: Budapest idősebb belvárosi épületeink földrengés-biztonsága

6. Budapesti századfordulós bérházak felépítése és falszerkezeti megoldásai:

[9] Ahogy már említettem, dolgozatom célja, a Budapest belvárosi, úgynevezett bérházak földrengés rezgés vizsgálata, illetve sérülékenységének meghatározása. Az előbbieken felsoroltam az alapvető követelményeket egy falazott építmény esetében. Ha már valaki járt Budapest belvárosában és figyelte ezeket a mára műemléki védelem alatt álló házakat, nem nehéz meglátni, hogy jó pár szabálynak nem felelnek meg ezen építmények. A továbbiakban a numerikus modell pontosabb felépítése, és egyben a veszélyeztetettség bemutatása érdekében nézzük meg, milyen építési megoldásokat tartalmaznak e századfordulós műemlékek.



6. ábra: Alapozási megoldás a 19. sz.-ban
forrás: Déry Attila: Öt könyv a régi építészetről diasor

[9] A XIX. század budapesti építészetére a következő szerkezeti megoldások voltak jellemzőek. Alapozás tekintetében kevert megoldásokat láthatunk. A XIV.-től egészen a XX. századig ökölszabályként volt jelen az alapozás kétszeres falszélességben való építése. Az alapozást téglából, boltívszerűen építették meg. Oldalirányú elcsúszás megakadályozása érdekében áttöréseket is létrehoztak néha az alapozásban, hogy úgymond az alapozás belekapjon a talajba, de ez hibás feltételezés volt. A takarékoság is szempont volt, hogy áttört szerkezeteket hoztak létre. Az alapozás szélesedési arányait minden cég titokban tartotta a többiek előtt. Szerkezeti könnyítéseket / ajtókat /ablakokat a „boltívek” fölé helyezték. Nagyobb pontszerű terhelések esetén, pl.: csarnokok, cölöpöket és kútalapozást is használtak.

[9] A szabványos téglaméret a XIX. század elejétől kezdve 20-30 évente változtak. Számunkra a századfordulót megelőző időszak a legérdekesebb. Ekkor az egész Osztrák-Magyar Monarchia területén a teljes 1 lábas téglaméret a következő volt: 31,5 x 15,7 x 7,8 cm (12"x 6"x 3"), a következő rendeletben szabványosították: (1894. júl. 31. éni 42.262/VI.B-94. sz. Keresk. Min. rendelet). 1895 környékén megjelent az úgynevezett porosz tégl (vagy kisméretű tégl), ennek befoglaló méretei a következők voltak: 25x12,5x6,5 cm. Párkányokhoz, díszítésekhez különböző téglákat is készítettek. Gyakorlati tervezésben elterjedt volt az úgynevezett falháló készítése. A falvastagságokat a téglaméret szabályozták. Ezért, nem volt olyan egyszerű áttérni egyik téglaméretől a másikra, ha például az osztrák-magyar vagy a

porosz tégl méreteit vizsgáljuk. A falazatok készülhettek vegyesen is kő és tégl, valamint sít felhasználásával. De esetünkben az egyszerűség kedvéért maradjuk a teljes téglafalazatoknál. A következő táblázatok mutatják a legelterjedtebb falvastagságokat földémmegoldások és faltípusok szerint. A téglakötéseknek is megannyi változatát ismerjük.

	csapos gerendafödém	borított gerendafödém	csapos gerendafödém	borított gerendafödém		csapos gerendafödém	borított gerendafödém	csapos gerendafödém	borított gerendafödém
4. emelet	2	2	1,5	1,5	4. emelet	2	2	1,5	1,5
3. emelet	2,5	2,5	2	1,5	3. emelet	3	2,5	2,5	2
2. emelet	3	2,5	2,5	2	2. emelet	4	2,3	3,5	2,5
1. emelet	3,5	3	3	2	1. emelet	5	3,5	4,5	3
földszint	4	3,5	3,5	2,5	földszint	6	4	5,5	3,5
pince	4,5	4	4	3	pince	6,5	4,5	6	4

7. ábra: Legelterjedtebb falvastagságok külső főfal (balra) és közbenső főfal (jobbra) esetében
forrás: Déry Attila: *Öt könyv a régi építészetéről* diasor

^[9] Boltozatokat megannyi ok miatt építettek ezen épületekbe. Ezek közé tartozik egyszerű esztétikai és reprezentatív célok, tűzvédelmi és teherbírási megfontolások. A pincéket legtöbbször boltozatokkal oldották meg, a nagyobb terhelés, és az oldalnyomás kevésbé lényeges volta miatt. Más esetekben előtérbe került a szerkezetek oldalnyomása. Rengeteg típusú és méretű boltozat létezik. A teljesség igénye nélkül: félkörív, kosárív, szegmensív, számráthív és még megannyi más variáns. Boltozatok méretezésére ökölszabályoktól kezdve, képletekig sokfajta módszer van.

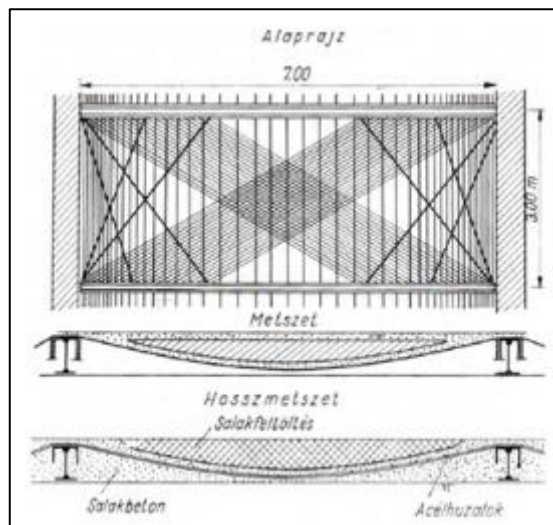
^[9] A földémekeket rengetegfajtaképpen alakították ki a XIX. század vége felé. Készültek fa, acél, agyag, föld és beton felhasználásával. Fa esetében a legelterjedtebb az egymástól 1 méterre helyezett gerendák voltak, a következő járatos méretekkel (tölgyfa és fenyőfa gerendánál). A falvégeknél a gerendákat ráültették a falra és lehorgonyzó vasak segítségével a szemközti

fesztáv (m)	4,4	4,74	5,0	5,3	5,6	5,8	6,0	6,2	6.75
méret (cm/cm)	18/24	21/24	18/26	21/26	24/26	21/28	24/29	25/29	24/32

8. ábra: Járatos gerenda keresztmetszetek
forrás: Déry Attila: *Öt könyv a régi építészetéről* diasor

falakba horgonyozták őket. Olykor még egyfajta sín segítségével oldották meg a lehorgonyzást, de ezt már csak a XX. század elején alkalmazták. Fagerendás földémekeknél, rengeteg fajta rétegrendi megoldást ismerünk abból az időből, de ezek ismertetése statikailag nem lényeges. Az 1860-as évektől kezdve készültek I gerendás beton béléstestű földémeke is. És ismerünk jó pár különlegesebb megoldást is, úgy, mint a fagerendás betonboltozatos földém, fagerendás betonpallós földém, fagerendás kerámiabetétes földém, fagerendás betonlemezű földém és még jónéhány megoldás előfordult. Az 1880-as évektől kezdődően megjelentek Magyarországon a

vasbeton-födémek is. Voltak esetek, hogy I gerenda helyett vasútisíneket használtak. Az elsők között szerepelt az úgy nevezett Wunsch-födém, melyet az 1880-as évektől kezdődően építettek és a kisérdalatti építésénél is használták. ^[10] A leghírhedtebb födém típus, melyet a 1893-tól kezdődően egészen 1920-ig építette, a Mátrai födém. Salakbetonnal készült, mely sok esetben vízzel érintkezve kénsavat hozott létre, mely marta az acélt és a beton anyagát is. Nem mellesleg statikailag sem volt megfelelő az elképzelés. Ezért minden véletlenül megmaradt példány életveszélyes és bontandó. ^[3] Felsorolás szintjén még voltak: Breymann-födém, Melocco-födém, De Bruyn-födém és még megannyi más.



9. ábra: Mátrai födém
forrás: Építési hibák: IV. évfolyam IV.szám

Az 1920-as évekig kellett várni arra, hogy a koszorú megjelenjen a szerkezetekben, Horcsik-koszorú formájában. Nagy elemes, előregyártott vasbeton födémek is előfordultak már ebben az időben. Erre egy jó példa a Rapid vasbetonfödém, melyet az 1900-as évektől kezdve készítettek. És egyfajta koszorú is jelen volt a szerkezetben. Az egyik legismertebb födém típus a poroszüveg boltozat, melynek szintén rengeteg fajtája ismert.

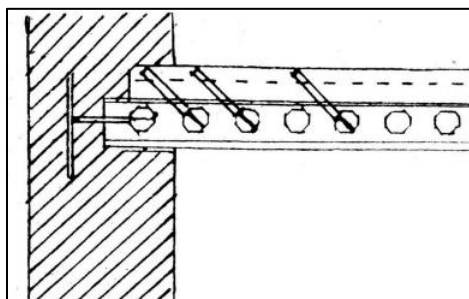
^[9] Fedélszékeknél tényleg csak a leglényegesebb típusokat sorolom fel, mert a járatos variánsok is rengetegen vannak, nem beszélve a többiről, ezeknek tényleg csak a képzelet szabhat határt, nem is beszélve arról, hogy a szerkezet globális földrengés vizsgálatában ez az épületrész nemigen szól bele. Létezik/létezett (állószékes) torokgerendás, dűltszékes, ollólábás, szelemenszékes fogópáros, bakdúcos fogópáros, „olasz”, kettős függesztőműves, ötállásos fedélszék stb.

^[11] Tehát, milyen problémákat okozhatnak ezek a kialakítások? Vegyük sorra ezeket. Ha rápillantunk Magyarország földrengés veszélyeztetettségi térképére (Eurocode 8), jól látható, hogy Budapest a négyes zónába esik. Ebből azonnal következik, hogy 4 emeletnél magasabb épületet tilos építeni ilyen viszonyok között. Budapesten azonban jó pár esetben ennél magasabb épületeket látunk. Sőt az elmúlt évtizedekben jellemző ráépítéseknek köszönhetően sok esetben még magasabbak lettek ezek az épületek.

Nem ritkán az alaprajzi és magassági egyszerűség sem jellemző ezekre az épületekre, sok helyen láthatunk kiugrásokat, elágazásokat, töréseket a falszerkezetben.

^[11] Ahogy már említettem, a koszorú egy épület vízszintes irányú terheinek felvételére szolgál és abroncs-szerűen körbe fogja a szerkezetet. Enélkül (és sajnos ezt látjuk a bérházak esetében is), a földrengés egyszerűen szétválasztja a falakat egymástól. Előzőekben már említettem, hogy a vasbeton használata csak a XX. században kezdett elterjedni, így az ezelőtt épült bérházakban ilyen szerkezetekre nem számíthatunk. Ezen felül, nem egyszer találkozhatunk boltívekkel, árkádsorokkal. Ezek szintén kerülendőek, vagy esetükben vonórudat kéne alkalmazni.

Nem is beszélve arról, hogy sokszor ezek az épületek erősen elhanyagoltak, rossz állapotban vannak, vagy elsősorban a kilencvenes években sokszor körültekintés nélkül alakították át őket. Ennek apropóján beszéljünk az akkor használt építési anyagok mai állapotáról.



10. ábra: Lehorgonyzóvas és tolóvas
Pohlmann födémnél
forrás: Déry Attila: Öt könyv a régi
építészetéről diasor

7. Építőanyagok avulása:

Mint jól tudjuk, ezen épületek építése óta, már több mint 100 év telt el. Az építőanyagok ez idő alatt bizony károsodnak.

^[9] Az acél szerkezetek korrodálnak. Itt gondolok a falkötővasakra, befogásra használt vasrudakra, vonóvasakra, melyek az idő során szinte porrá korrodálódhattak. Azért emelem ki őket ennyire, mivel ezek javították az épület vízszintes erőkkel szembeni viselkedését. Az öntöttvas jobban ellenáll a rozsdásodásnak, mint a kovácsolt vas, de elődjünk is alkalmaztak felületkezelést, védték az anyagot. Sokszor túlméretezéssel, és különböző felületi védelemmel, pl.: zománcozás, olajozás, kátrányozás.

Faanyag esetén szintén nagyon fontos volt a megfelelő felületi védelem. Klasszikusan ezt rézgáliccal, meszeléssel, szellőztetéssel és egyéb más módokon oldották meg. Így védekeztek a gombák, és egyéb más állati/növényi károsítókkal szemben.

^[12] Időálló anyagoknak minősülnek a normál beton, téglá és acél anyagok nem agresszív környezetben. Ebben az esetben szilárdsági viszonyaikat elegendő csak a számunkra fontos helyeken megismerni. Ha idővel romló anyagokról beszélünk, például bauxitbeton, fa és egyéb agresszív környezetben lévő anyagról, ekkor egységenként 2-5 pontban kell ezeket a szerkezeteket megvizsgálni. Erről még nem volt szó, de a bauxitbeton 25 év leforgása alatt képes a nyomószilárdságának 2/3-át elveszteni. Esetünkben a téglá rugalmassági modulusában

tudjuk figyelembe venni az idő hatását. Melyet tartós rugalmassági modulussá tudunk átszámolni a kúszási tényező végértékével csökkentve. A falkötővasakat konzulensi javaslatra a modellben figyelembe vettem, azzal, hogy a gerendákat befogottnak tekintettem. A fa csak az önsúly miatt érdekes, ezért ezzel külön nem foglalkoztam.

8. Budapest talajviszonyai:

^[11] Mint ahogy említettem dolgozatomban nem fő téma a Budapesti talajviszonyok vizsgálata. De nem mehetünk el mellette szó nélkül, hiszen nagy szerepet játszhat abban, hogy egy-egy területen milyen mértékű rombolás következhet be, nem is beszélve arról, hogy a numerikus modellben is lehet szükséges lesz ennek bemodellezése. Budapest jelentős része alatt vagy természetes folyami feltöltés, vagy mesterséges feltöltés található. Valamint általában 5 méter mélyen van a talajvíz szint, de vannak helyek, ahol csak 1-2 méter mélyen van a talajszinttől. Ezen viszonyok a lehető legrosszabb kombinációt adják a földrengések szempontjából. Nem elég, hogy ennek a földrengés során kocsonyaként viselkedő talajnak köszönhetően, a főváros jelentős részén hárommal nagyobb intenzitásra jellemző sérülések várhatók, de talajfolyósodásra is képes. Ezt a jelenséget a komáromi és dunaharaszti földrengések során is leírták.

9. Méretezési eljárások földrengésre:

^[13] Különböző analízisek léteznek a földrengési teher pontos leírására. Földmozgásra való méretezésre a következő eljárások alkalmazhatók:

	Statikus számítás	Dinamikus számítás
Lineárisan rugalmas	Helyettesítő terhek módszere	Modális válasz spektrum
Nem lineáris	Eltolás „pushover” analízis	Időbeli viselkedés „time-history”

11. ábra: Méretezési eljárások földrengésre

forrás: Kollár László: Szerkezetek méretezése földrengés hatásokra előadása (2013)

^[13] ^[14] Modális válaszspektrum analízis során annyi rezgésalakot kell figyelembe venni, hogy a figyelembe vett rezgésalakokkal a modálistömeg elérje a teljes tömeg 90%-át. Az összesmodálistömeg egyenlő a teljes tömeggel. Miután felosztottuk a tömeget a rezgésalakokra. Az egyes rezgésalakokhoz tartozó gyorsulásokat összeszorozzuk a modális tömegekkel és megkapjuk a szerkezetre ható szeizmikus terheket, ezeket aztán különböző összegző képletekkel lehet összeadni. A gyorsulásokat az úgynevezett gyorsulási válaszspektrum segítségével lehet meghatározni.

Helyettesítő vízszintes terhek módszere során első lépésben az alapnyíró erőt határozzuk meg a gyorsulási válaszspektrum módszerből megismert módon, majd ezt az erőt osztjuk szét statikus terhekre (magasépület esetén) az egyes szintekre, lineárisan, vagy az első rezgésalakot figyelembevéve. Majd ezen terhekre végzünk egy statikai számítást.

Time-history analízis során mozgás differenciálegyenletek segítségével a szerkezet időfüggő válaszát keressük. Valós földrengési gyorsulási diagrammok alapján.

Falazott szerkezetek esetén földrengés vizsgálatához a „pushover” analízis (eltolás vizsgálat) ajánlott. A vizsgálat során egy (vagy több) folyamatosan növekvő vízszintes erő hatását vizsgálják egy kijelölt csomóponti elmozdulásra. Ezt a terhet addig növeljük, amíg az utolsó képlékeny csukló ki nem alakul. Ez egy úgynevezett kapacitásgörbét hoz létre. Ezt a módszert meglévő szerkezetek duktilitási vizsgálatára is alkalmazzák.

10. Tervezett numerikus vizsgálatok leírása:

^[4] A numerikus vizsgálat előtt, számításba kell venni, hogy egy hagyományos téglafalazatnak több modellezési szintje van. Van az úgynevezett mikro és makro szint. Mikro szintű modellezés során külön figyelembe vesszük a habarcs és téglaviszonyokat, azok vastagságát. Ennek létezik egyszerűsített változata is, amikor a habarcs vastagságát már nem vesszük figyelembe a modellben. Makro szinten az egész falazat egy homogén anyagként van bemodellezve.

^[5] A TreMuri programot, mellyel a numerikus vizsgálatot szeretném végrehajtani, S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco és S. Cattari fejlesztették. A világon sok helyen használják kutatási célokra. Ennek a programnak a professzionális változatát 3Muri-nak nevezik, melyet a STAdato cég fejlesztett, és szintén sok helyen használják tervezéseknél. Pushover analízist használ. A szoftverrel falazatokat, vasbetonszerkezeteket, faszerkezeteket stb. tudunk vizsgálni. A program nagyelemes FME módszert használ (ekvivalens keretmodell). A TreMuri által előállított kapacitás görbét fogom felhasználni az SPO2FRAG szoftverben, mely a sérülékenységi görbét fogja előállítani számomra.

11. Budapesthez hasonló városok példái:

^[11] Vegyünk olyan eseményeket, amik Budapest területén is egyszer előfordulhatnak. Ilyen volt az olasz Emilia Romagna tartományban 2012-ben történt 6.1 magnitúdójú rengés, 10 km-es fészekmélységgel. Intenzitása 7-8 volt. 27-en haltak meg és 1500-an sérültek meg. Vagy szintén az olaszországi L'Aquila-ban 2009-ben történt 6.3-as rengés, mely 10 km mélyen

pattant ki és 8-9-es erősségű volt. 308 emberéletet követelt. Ezen településeken szintén vasbeton koszorú nélküli épületek vannak/voltak. Sokuknál a felsőbb szintek ráestek az alsókra. Nem lehet elmenni amellett, hogy Budapest talajviszonyai még rosszabbak, mint az olaszországi példánál. És ott 2-3 szintél magasabb téглаépületek sem épültek.

^[11] A károkozás mértéke amúgy nem csak ezektől függ, hanem a domináns frekvenciáktól is. Erre egy jó példa az 1985-ös Mexikóvárosi földrengés, melyben mintegy 300 vasbeton szerkezetű épület omlott össze, de mindössze 12 falazott épület szenvedett hasonló kárt. Ez azt mutatja, hogy két hasonló erősségű földrengés viselkedhet teljesen máshogy, ha mások a földrengés domináns frekvenciái. Lehet, hogy a falazott épületek sajátfrekvenciája kedvezőbb lesz egy-egy földrengés esetén.

12. Összegzés:

Mindezekből következik, hogy Budapest földtani és építészeti viszonyai miatt fel kell készülnünk egy esetleges nagyobb földrengési eseményre. Ezt milyen módon lehetne elérni? Az első lépés mindenképpen az kellene legyen, hogy minél többen kezdjenek el ezzel a témával foglalkozni. Kezdjük el földrengésre megvizsgálni a régi épületeket. Valamint jó lenne felmérni, hogy a városban hol találhatók a legsérülékenyebb területek.

III. Numerikus modellezés és sérülékenység vizsgálat

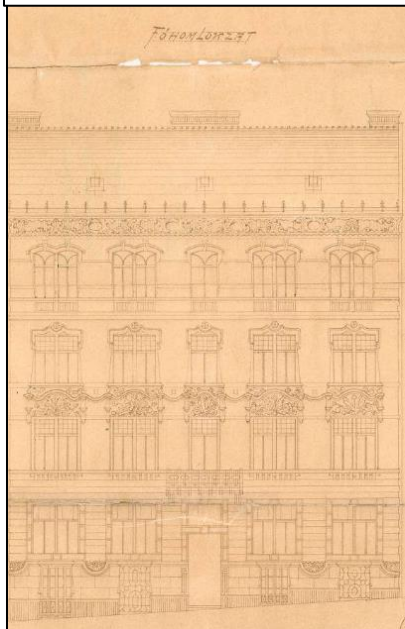
1. A kiválasztott épület bemutatása:

^[15] A numerikus modellhez első körben keresnem kellett egy a tanulmányban leírtakhoz illő épületet. Jó pár óra keresgélést követően a Hungaricana oldalán találtam több épületet is. Bár olyat nehéz volt találni, aminek minden oldaláról, minden szintjéről maradt fent tervrajz. Végül 3 épületet találtam. Ezeket mutattam meg a konzulensemnek, aki kiválasztotta azt, amit végül bemodelleztem a szoftverbe.

^[15] ^[16] A kiszemelt épület Kovács Imre és Ambrózy Gusztáv bérháza volt a Budapest I. kerület Kemeles utca 2 szám alatt. 1906-ban építették. Végül kíváncsiságomnak köszönhetően kiderült, hogy a mainapig áll, bár már nem az első, hanem a 11. kerületben ugyanúgy a Kemeles utca 2 alatt. A kerületeket nagy Budapest megalakításával rajzolták át. Nagy eséllyel a második világháborúban károsodott, mivel homlokzata teljesen puritán, ahhoz képest, mint ami a terveken látszódik.

22. ábra: tervek szerinti homlokzat forrás:

<https://maps.hungaricana.hu/hu/BFLTervtar/26175/>



13. ábra: mai homlokzat

forrás: Google maps streetview

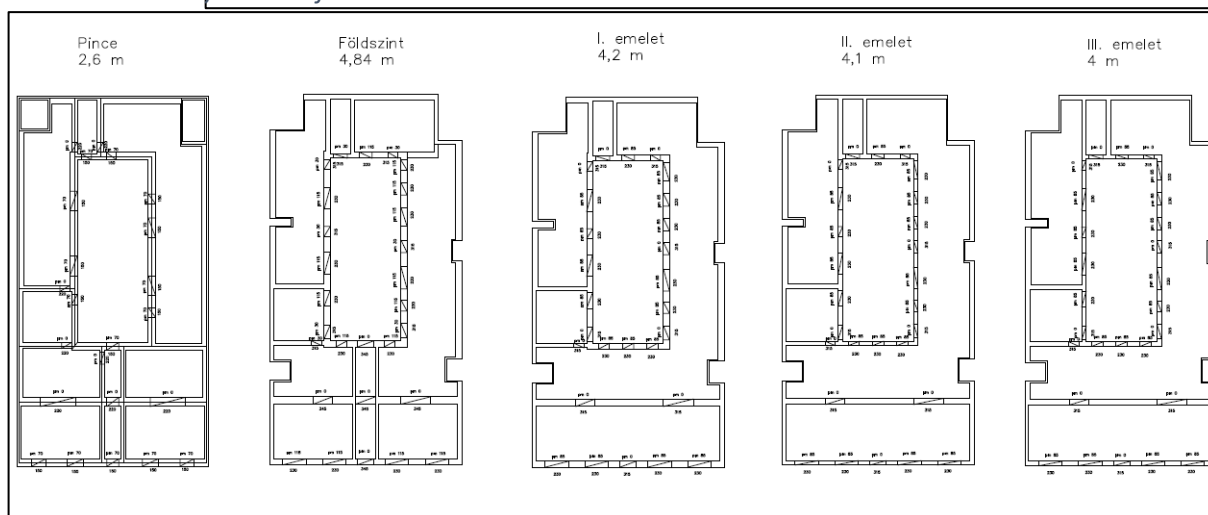


^[15] Az épület 3 emelettel és egy alagsorral rendelkezett. Iskolai példája annak, amikor a tervektől eltérően egy extra emeletet építettek a ház tetejére. Főbb jellemzői, hogy főtömegét téglá adja, néhány helyen a terveken szerepel portland és hydrát falazat, de ezeket konzulensi

ajánlásra elhanyagoltam. Az épület alatt átlagban kb. 140 cm mély, 90 cm vastag téglalapozás található (legalábbis terv szerint). A szintek padló szinttől padlósztig rendre 220 cm, 484 cm, 420 cm, 410 cm, és 400 cm magasak. A falak vastagságai szintén változnak a külsőfőfalak pincétől a padlásig: 75, 60, 60, 45, 45 cm vastagok. A közbenső főfal 90, 75, 75, 60, 60 cm vastag. Az épület geometriája egyszerű, viszont földrengési szempontból vannak benne nem túl előnyös részletek. A földszinttől kezdődően, a vizesblokkok miatt, a külső főfalak megvannak szakítva. Ezeket a „lyukakat” bemodelleztem a szoftverbe, remélve, hogy ezzel realisabb képet kapok az épület viselkedésére.

[15] A földécek, az abban korban népszerű, szerintem, poroszsüveg földécek. A terveken jelölve vannak az acélgerendák kiosztásai és méretei. A földécek vastagsága nem változik, kivéve a záróföldéccel. A pince földécek az egyetlen, ami különbözik a többitől, itt 130 cm-ként vannak kiosztva a I220-as gerendák. A többi esetben I200-as gerendák vannak 1 méteres kiosztással.

14. ábra: A modellezéshez szükséges alaprajzok (1. melléklet tartalmazza eredetiben) forrás: saját



A tetőszerkezet nem ad plusz merevítést a szerkezetnek, de önsúlyával befolyásolja a kialakuló hatásokat. Egyébként a legfelső földéccel a tető csúcspontja kb. 5 méter magasan van. A szerkezet egy aszimmetrikus ferde dűcs, szelemenszékes fedélszék.

Miután megismertem a bérház jellemzőit. Elkezdődhetett a modellezés, ehhez először AutoCad szoftverben meg kellett rajzolnom minden szint alaprajzát. Jelölni minden egyes szinten a falak és nyílások méretváltozásait. Nagy felbontású kép az 1. mellékletben található.

2. Modellezés:

Elsőkörben egy döntést kellett hoznom. Hogy a pincésztet is külön szintként modellezem e be, vagy az alapozás részének tekintsem. Végül az előbbi esetet választottam,

mivel ezen a szinten is vannak nyílások. És ezt jobban lehetett így modellezni. Ugyebár ezzel elhanyagoltam a pince falára ható földterhet.

A Google Streetview képen is látszik, hogy nem egy önmagában álló épületről beszélünk, hanem a két szomszédos épülettel alkotnak egy háztömböt.

[17] [18] Anyagok kiválasztása. Két fontosabb anyag jelent meg a modellemben. A fát most nem szeretném külön kiemelni, hiszen „csak” önsúly miatt tettem be a tetőszerkezetet a modellbe. Amúgy C14-es faanyag minőséget állítottam be. A födém acélangagára 210 000 N/mm² rugalmassági modulust állítottam be. Ahogy a tanulmányban leírtam, a téglát a nem károsodó építőanyagok közé tartozik. Így a falazatra a következő értékek lettek beállítva, kisméretű téglák alapján. Meglévő szerkezetet és tartós rugalmassági modulust állítottam be.

15. ábra: Kisméretű téglák tulajdonságai
forrás: saját

☐ User defined

Mortar Strength: M1 K: 0,55

Mortar type: General purpose mortar α : 0,7

Masonry type: Clay β : 0,3

Group: 1 fm (mortar): 1,0 [N/mm²]

fb: 8,1 [N/mm²] w: 16 [kN/m³]

fvlm: 0,5265 [N/mm²] ϕ ∞ : 1,5

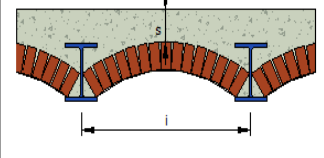
OK Cancel

E [N/mm ²]	2 378,49
G [N/mm ²]	951,40
w [kN/m ³]	16
fm [N/cm ²]	340,00
fk [N/cm ²]	237,85
τ [N/cm ²]	14,29
fvlm [N/mm ²]	0,5
FC	1,00
γ m	3,00
Shear drift	0,0040
Bending drift	0,0080
ϕ ∞	1,5
Damage condition	Existing
Description	
Library	

A födémek a képen látható módon lettek bemodellezve. A pince kivétel mindenhol az itt látható beállításokat használtam. Az alagsornál 150 cm-es kiosztást és egygyel nagyobb szelvény keresztmetszetet állítottam be. Konzulensi javaslatra, az acélgerendákat jól befogottként állítottam be. Felfekvésüket szintenként 20, 15 cm-ben állapítottam meg. A feltöltést

16. ábra: Födém bemodellezése
forrás: saját

One-way timber floor with single wood plank
One-way timber floor with overlapped wood planks
One-way timber floor with additional concrete topping
Doppelbaumdecke
Steel-beam and hollow flat block
Steel-beam and vault
masonry-r.c. composite floor



☐ presence of steel plates, orthogonal to the steel beams and well connected

☒ Iron beams well connected to masonry

brick Without additional concrete topping

Computed values

Thickness	4,0	[cm]
G	400,00	[N/mm ²]
Ex	14 700,00	[N/mm ²]
Ey	0,00	[N/mm ²]
V	0	

Parameters

i [cm]	100
A iron beam [cm ²]	28
E iron beam [N/mm ²]	210000

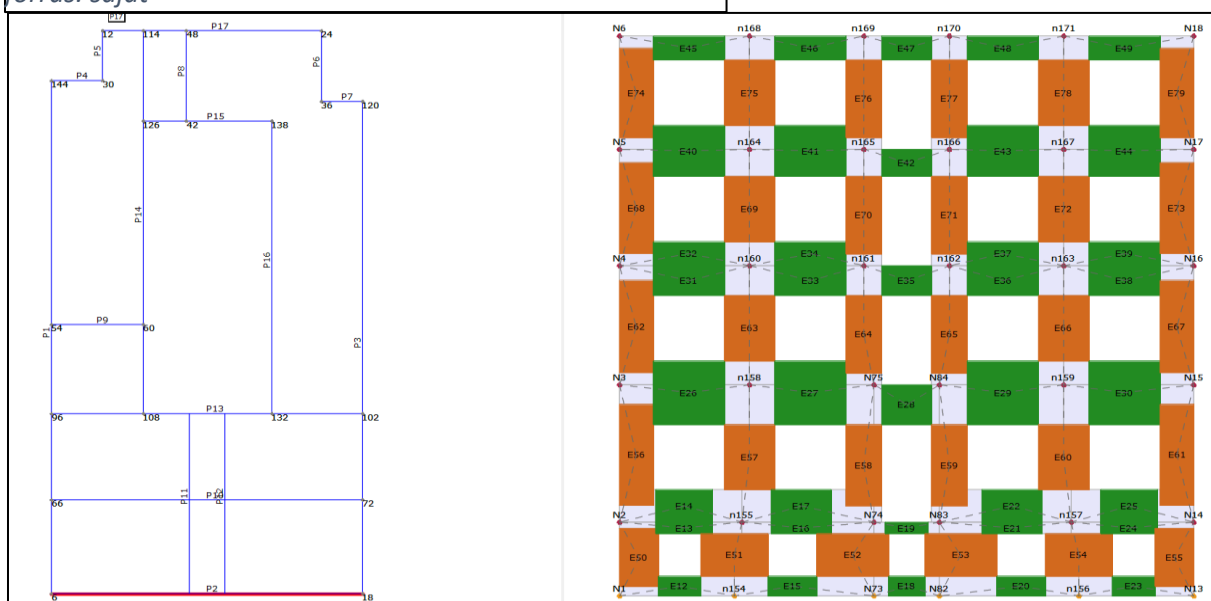
elhanyagoltam. Ezeken kívül minden falvastagságot, alapszélességet és falmagasságot az előbbiekben leírtak szerint vittem fel a modellbe.

A tetőszerkezetről hasonló táblázatot töltöttem ki. A terheket minden födémre külön definiáltam. Állandó tehernek 3 kN/m^2 , esetleges tehernek 5 kN/m^2 állítottam be. A tetőre $3\text{-}3 \text{ kN/m}^2$ -t definiáltam, (a program nem engedte, hogy a tetőre ne adjak meg hasznos terhet).

3. Hálózás:

A hálózást a szoftver automatikusan végzi. A homlokzati falon elég látványos.

17. ábra: Homlokzati fal hálójá
forrás: saját



4. Analízis:

Mint említettem a fürdőszobák miatt szervizaknákat beszerettem volna modellezni, viszont a szoftver nem volt képes ezeket a kis falakat jól kezelni. Instabilitásokat érzékelt. Ezért meg kellett ezektől válnom. Ebből az következik, hogy az épület hosszirányban jobban fog viselkedni az analízis során, mint a valóságban.

[19] Kiválasztottam mind a 24 analízist x-y irányokkal, különböző külpontosságokkal. Valamint két fajta terhelési körülménnyel. A terheket egyszer a tömegek arányában osztjuk szét, a másik esetben pedig az első rezgésalak szerint létrejövő deformációk alapján. Ezt követően meg kellett adni a területre jellemző gyorsulási értékeket és talajjellemzőket. Budapest a helyszín és tudjuk, hogy Budapest belvárosának nagy része folyami feltöltésen van. Ezért a talajosztályt D-re, az NC (near collapse) talajgyorsulási értéket $0,25g$ -re az SD

(Significant Damage) szintet 0,14g-re, a DL (Damage Limitation) osztályt pedig 0,10g-re állítottam. Ezt követően elindult az analízis. Az egész analízis körülbelül 1 órán keresztül futott.

5. Eredmények:

A 19. ábrán külön kiírva láthatjuk az egyes határállapotokhoz tartozó cél elmozdulásokat, és az épület által valóban teljesített elmozdulást. A korlátozott károk követelményénél, a képlékeny elmozdulást értékét olvashatjuk egy ekvivalens egy szabadságfokú rendszerre számítva.

[20] Az eredményekből azt láthatjuk, hogy X irányban (mely a homlokzat síkjának az iránya) egyik esetben sem felelt meg az épület, míg Y irányban 475 és 225 éves visszatérési időre mindenhol kielégítő volt az épület válasza.

A következő táblázatban található oszlopok egyébként jobbról balra haladva a következőket jelentik: ezek az egyes határállapotokhoz tartozó kockázati tényezők. Egy hányados, melynél a számlálóban az épület által maximálisan elviselt gyorsulás áll. A nevezőben pedig a megadott spektrumból számított gyorsulások vannak, az egyes szintekhez tartozó maximális

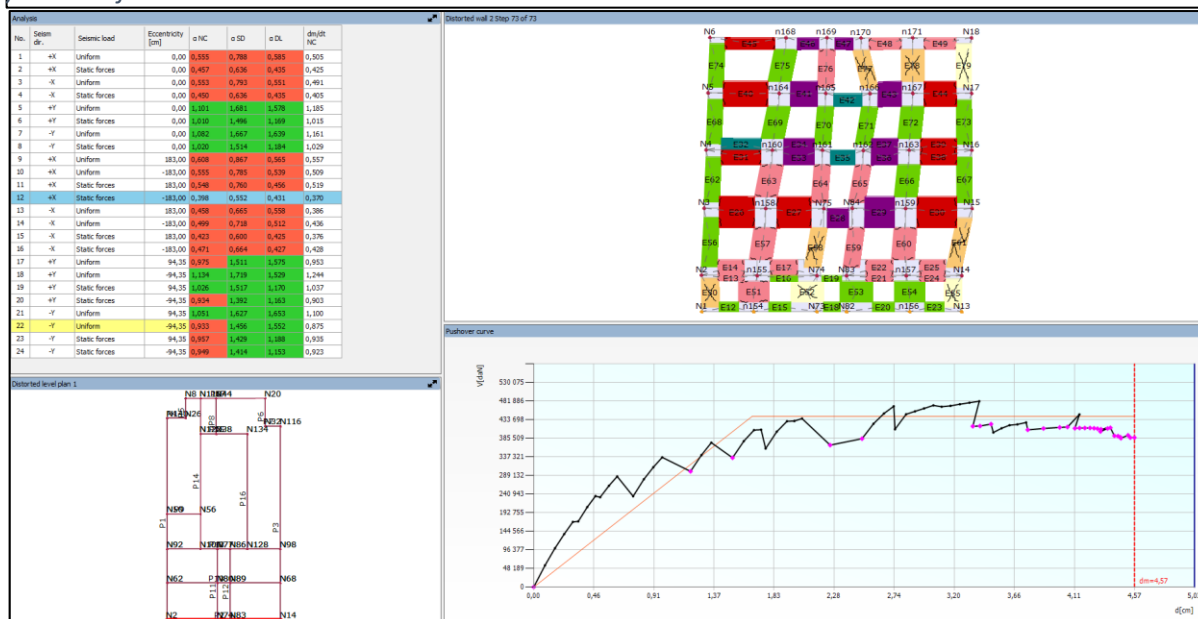
18. ábra: A 24 darab analízis futtatás előtt
forrás: saját

No.	Compute analysis	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]
1	☒	+X	Uniform	0,0
2	☒	+X	Static forces	0,0
3	☒	-X	Uniform	0,0
4	☒	-X	Static forces	0,0
5	☒	+Y	Uniform	0,0
6	☒	+Y	Static forces	0,0
7	☒	-Y	Uniform	0,0
8	☒	-Y	Static forces	0,0
9	☒	+X	Uniform	183,0
10	☒	+X	Uniform	-183,0
11	☒	+X	Static forces	183,0
12	☒	+X	Static forces	-183,0
13	☒	-X	Uniform	183,0
14	☒	-X	Uniform	-183,0
15	☒	-X	Static forces	183,0
16	☒	-X	Static forces	-183,0
17	☒	+Y	Uniform	94,3
18	☒	+Y	Uniform	-94,3
19	☒	+Y	Static forces	94,3
20	☒	+Y	Static forces	-94,3
21	☒	-Y	Uniform	94,3
22	☒	-Y	Uniform	-94,3
23	☒	-Y	Static forces	94,3
24	☒	-Y	Static forces	-94,3

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt NC [cm]	dm NC [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	α NC	α SD	α DL	dm/dt NC
1	☒	+X	Uniform	0,00	8,80	4,44	4,49	3,33	1,02	0,555	0,788	0,585	0,505
2	☒	+X	Static forces	0,00	11,17	4,75	5,97	3,56	1,11	0,457	0,636	0,435	0,425
3	☒	-X	Uniform	0,00	7,02	3,45	3,51	2,59	0,64	0,553	0,793	0,551	0,491
4	☒	-X	Static forces	0,00	9,09	3,68	4,77	2,76	0,77	0,450	0,636	0,435	0,405
5	☒	+Y	Uniform	0,00	2,75	3,26	0,77	2,45	0,62	1,101	1,681	1,578	1,185
6	☒	+Y	Static forces	0,00	4,02	4,08	1,41	3,06	0,62	1,010	1,496	1,169	1,015
7	☒	-Y	Uniform	0,00	2,49	2,89	0,70	2,17	0,59	1,082	1,667	1,639	1,161
8	☒	-Y	Static forces	0,00	3,81	3,92	1,30	2,94	0,58	1,020	1,514	1,184	1,029
9	☒	+X	Uniform	183,00	7,40	4,12	3,71	3,09	0,72	0,608	0,867	0,565	0,557
10	☒	+X	Uniform	-183,00	8,79	4,47	4,52	3,35	0,93	0,555	0,785	0,539	0,509
11	☒	+X	Static forces	183,00	10,94	5,68	5,82	4,26	1,13	0,548	0,760	0,456	0,519
12	☒	+X	Static forces	-183,00	12,35	4,57	6,66	3,43	1,31	0,398	0,552	0,431	0,370
13	☒	-X	Uniform	183,00	7,30	2,82	3,66	2,11	0,69	0,458	0,665	0,558	0,386
14	☒	-X	Uniform	-183,00	7,00	3,05	3,53	2,29	0,58	0,499	0,718	0,512	0,436
15	☒	-X	Static forces	183,00	8,89	3,34	4,66	2,50	0,72	0,423	0,600	0,425	0,376
16	☒	-X	Static forces	-183,00	9,06	3,88	4,75	2,91	0,75	0,471	0,664	0,427	0,428
17	☒	+Y	Uniform	94,35	2,74	2,61	0,76	1,96	0,62	0,975	1,511	1,575	0,953
18	☒	+Y	Uniform	-94,35	2,83	3,52	0,77	2,64	0,61	1,134	1,719	1,529	1,244
19	☒	+Y	Static forces	94,35	4,07	4,22	1,43	3,17	0,63	1,026	1,517	1,170	1,037
20	☒	+Y	Static forces	-94,35	4,13	3,73	1,47	2,80	0,64	0,934	1,392	1,163	0,903
21	☒	-Y	Uniform	94,35	2,50	2,75	0,71	2,06	0,60	1,051	1,627	1,653	1,100
22	☒	-Y	Uniform	-94,35	2,64	2,31	0,70	1,73	0,56	0,933	1,456	1,552	0,875
23	☒	-Y	Static forces	94,35	3,87	3,62	1,33	2,72	0,60	0,957	1,429	1,188	0,935
24	☒	-Y	Static forces	-94,35	3,92	3,62	1,38	2,72	0,58	0,949	1,414	1,153	0,923

19. ábra: A 24 darab analízis futtatás után
forrás: saját

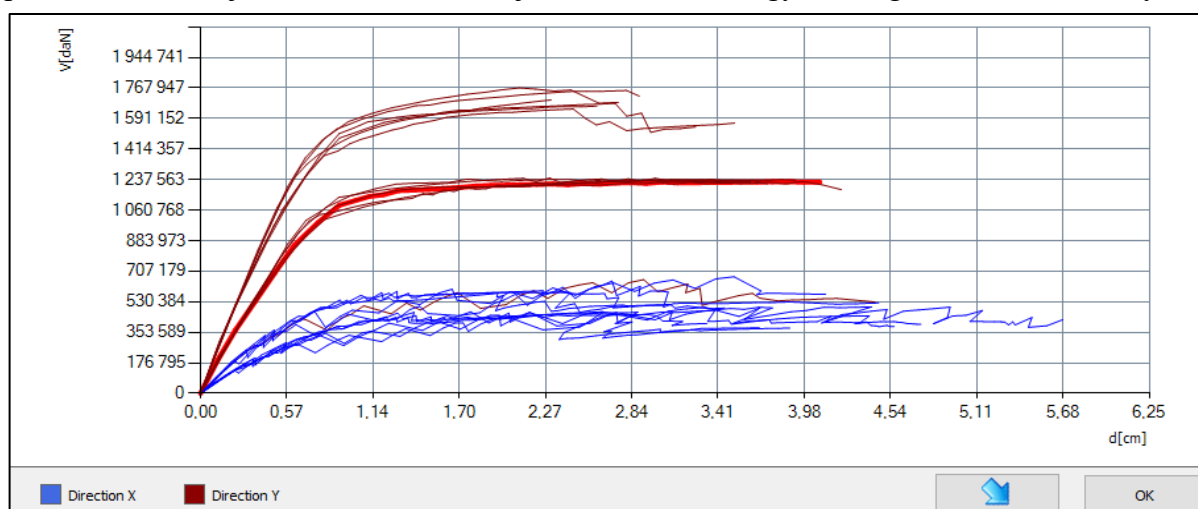
20. ábra: Homlokzati fal sérülés mértéke, tönkremeneteli típusai, kapacitás görbe 12. analízisre
forrás: saját



talajgyorsulások. A piros-zöld oszlopok pedig, a fentebb leírtak szerint a cél elmozdulásokat és valóban teljesített elmozdulásokat tartalmazzák. A program akkor tekint egy analízist megfeleltnek, ha SD határállapotban megfelel. 2475 éves visszatérési idejű földrengésre, ha nem felel meg, attól függetlenül a program elfogadja.

[20] Fontosnak tartom még bemutatni, az összes kapacitásgöbét egy ábrán. A kapacitás görbék egyébként a kijelölt 6-os csomópont (egyik tetőponti csomópont) elmozdulásának függvényében mutatja be az épület alapnyíróerejének változását. Látszik, hogy Y irányban jóval nagyobb erőket képes az épület felvenni, mint X irányban.

A homlokzati falat szeretném kiemelni. Mivel ez a fal szenved a legnagyobb károkat. A piros színek a hajlítási tönkremenetelt jelölik. Látszik, hogy az alagsornál, inkább a nyírási



21. ábra: Kapacitás görbék mind a 24 analízisre
forrás: saját

repedések dominálnak. Míg ahogy haladunk felfelé, egyre inkább a hajlításiak. Ami még látszik, hogy a falak képesek kihajlani. Ez azért lehet, mert leginkább a hosszirányú falak nincsenek megtámasztva a födémek által. Hiszen az acél gerendák az épület hosszanti irányában merevítik a szerkezetet. Azt viszont tudjuk, hogy ebben az irányban vannak a szomszédos épületek. Ez 2 dolgot von magával. Az egyik, hogy merevebb is lehet a szerkezet, mint amit itt látunk. Viszont, ha nincsenek egybe építve, ebben az esetben egymásnak ütközhetnek, ami szintén kérdéseket vet fel.

A kapacitásgörbe nem érte el a cél elmozdulást. Az épület hamarabb tönkrement. Pontosabban 4,57 cm elmozdulásnál tönkrementnek tekinthető. Ezt, ha elosztjuk 0,37-tel, ami a cél elmozdulás és az épület által valóban teljesített elmozdulás hányadosa, akkor megkapjuk a cél elmozdulást, ami ebben az esetben 12,35 cm.

Masonry	
☒	Undamaged
☒	Shear damage
☒	Shear failure
☒	Bending damage
☒	Bending failure
☒	Compression failure
☒	Tension failure
☒	Failure during elastic phase
R.C.	
☒	Undamaged
☒	Shear failure
☒	Bending damage
☒	Bending failure
☒	Compression failure
☒	Tension failure
☒	Shear failure (insufficient diagonal reinfor...
Steel	
☒	Undamaged
☒	Bending damage
☒	Compressive damage
☒	Tensile damage
☒	Ineffective element
☒	Back to elastic condition
Wood	
☐	Undamaged
☒	Bending failure
☒	Compression failure
☒	Tension failure

22. ábra: Jelmagyarázat
forrás: saját

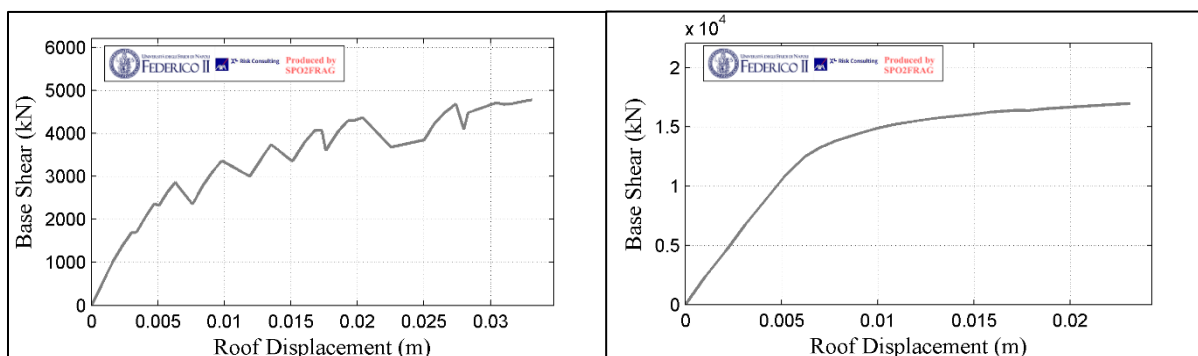
Kiexportáltam az eredményeket egy pdf fájlba is, melyet a 2. mellékletben láthatnak. Látszódik az épület alaprajzi globális elmozdulása is.

6. Sérülékenységi görbe előállítás

A következőkben hivatkozott adatok nagyrésze a 3. mellékletben található meg.

A Pushover analízis során egy nem lineáris statikus vizsgálatot hajtottunk végre. A kapott kapacitás görbe, ahogy már az előzőekben írtam, a kijelölt modellbéli pont (6-os tetőpont) elmozdulásának függvényében ábrázolja az épületre aktuálisan ható erők összegét. A 3muri szoftver ezen kapacitás görbéket 4 különböző irányra adja meg, úgymint +X, -X, +Y, -Y irányok. Mivel 24 különböző analízisről beszélhettünk a futtatás során, ezért könnyű kiszámolni, hogy minden egyes irányhoz 6-6 különböző futtatás kapcsolódik. Ezek közül választottam ki azt a kettőt melyeknek a cél és valóban teljesített elmozdulás aránya a legrosszabb volt. Ezek név szerint az 12 (+X), 22 (-Y) számúak. Az Y irányú kapacitásgörbe szépen követi a tankönyvekben látott görbéket. Ennek azon egyszerű oka van, amit már az előzőekben is említettem, hogy ezen irányban hosszú nagy masszív falak vannak, relatíve kevés áttöréssel, és azt sem szabad elfelejteni, hogy a födémek is ezt az irányt erősítik. X irányban jól láthatóan kevésbé ideális képet mutat a görbe alakja, ez köszönhető annak, hogy ebben az

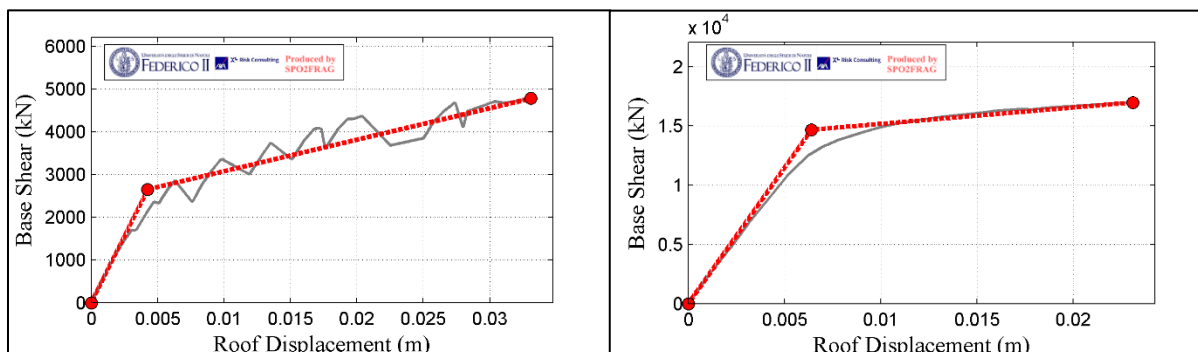
irányban jóval több áttörés van a falakon. Maguk a falak is karcsúbbak és a földem gerendák sem ebben az irányban futnak.



23. ábra: 12. X, illetve 22. Y analízisre vonatkozó kapacitás görbék
forrás: saját

A sérülékenységi görbék előállításához az SPO2FRAG nevű szoftvert használtam. A programot a Nápolyi II Federico Egyetemen fejlesztették ki. A két kapacitás görbe (nyíróerő-elmozdulás) adatpánsorának bevitelét követően szembesültem azzal, hogy néhány esetben nem monoton növekvő az adatsor, így ezekben az esetekben interpolációt hajtottam végre konzulensem javaslatára.

A két kapacitás görbét bilineáris ábrákkal helyettesítettem, oly módon, hogy az általuk végzett munka hasonló, egyenlő legyen, vagyis teljesüljön az energia-egyezőség elve.



24. ábra: A kapacitás görbék bilineáris közelítéssel
forrás: saját

[20] [21] Ezt követően a 3Murin futtattam egy modál analízist, hogy ezzel kiszámítsam az első, illetve második rezgésalakokhoz tartozó periódus időket, illetve parciális tömegrészesedéseket. Egyébként, ha minden egyes szintre tudtam volna produkálni az SPO2FRAG szoftvernek kapacitás görbéket, maga végezte volna el a periódus idők számítását. Az SPO2FRAG programba tehát bevitettem a szintszámokat, szintmagasságokat, az épülettömegét, ezt is szintekre bontva. Sajnos a 3muri program emeletenként nem adta meg a pontos értéket, viszont mivel tudom a falak egymáshoz viszonyított szélességét és magasságát, ezért könnyű volt megbecsülni. Ezek rendre pincétől a padlásig: 810, 1207, 1047, 767, 748

tonna. Ezeken kívül még megadtam a modális részvétel mértékét, mely azt adja meg, hogy milyen erős a kapcsolat a szerkezet válasza és az egyes módok között. Abban az esetben, ha magasabb módok is jelentősen beleszólnak a szerkezet mutatott válaszába, ekkor kipipálható az effektív modális részvétellel való számítás is. Ez a már említett modál analízis segítségével kikövetkeztethető, hogy magasabb módok is jelentősen befolyásolják a viselkedést.

NC

dt 2,64 [cm] > dm 2,31 [cm]

qu = 1,61 dm/dt = 0,88

Not satisfied verification

SD

dt 0,70 [cm] <= dm 1,73 [cm]

Satisfied verification

DL

Sd 0,36 [cm] <= d*y 0,56 [cm]

Satisfied verification

Limit state	PGA [m/s ²]	α
NC	2,333	0,933
SD	2,038	1,456
DL	1,552	1,552

Analysis parameters

T* [s]	0,206
m* [kg]	2183340
w [daN]	4506524
M [kg]	4581001
m*/M [%]	47,661
Γ	1,39
F*y [daN]	1143317
d*y [cm]	0,56
d*m [cm]	1,66

Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,38633	2 545 750	59,04	65	0,00	181	0,00
2	0,30358	120 564	2,80	5 756	0,13	3	0,00
3	0,27607	444 516	10,31	32	0,00	129	0,00
4	0,23558	22	0,00	2 780 855	64,49	2 950	0,07
5	0,21712	4 363	0,10	25 007	0,58	47	0,00
6	0,19085	22 235	0,52	2 141	0,05	1 166	0,03
7	0,16158	17 896	0,42	206 031	4,78	1 823	0,04
8	0,15816	206 953	4,80	5 813	0,13	1 534	0,04
9	0,15542	48 856	1,13	737	0,02	341	0,01
10	0,15399	8 771	0,20	6 251	0,14	6	0,00
11	0,13168	56 416	1,31	52	0,00	11 646	0,27
12	0,12719	22 103	0,51	5 637	0,13	336	0,01

Number of stories 5

Uniform storey height 2.6 Individual storey height ☒ Total height 19.8

Uniform storey mass 748.0 Individual storey mass ☒ Total mass 4579.0

Units: Height: m Mass: Ton

Modal Characteristics: Γ_1 1.39 Participating mass factor 0.64 Evaluate

Periods (s): T_1 0.23 T_2 0.09 Evaluate

Equivalent SDOF: T^* 0.19 Use Γ_{eff} ☒ Calculate

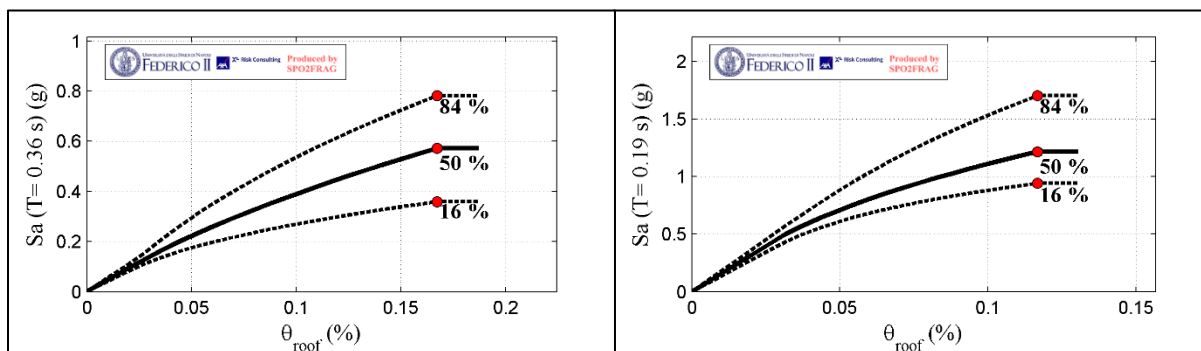
Elastic Limit: Prev. 2213.71 Next kN

Use excel template for input Read active template Ok

25. ábra:

Y irányra vonatkozó modál analízis és az említett adatok kitöltése (X irányban hasonlóan történt)
forrás: saját

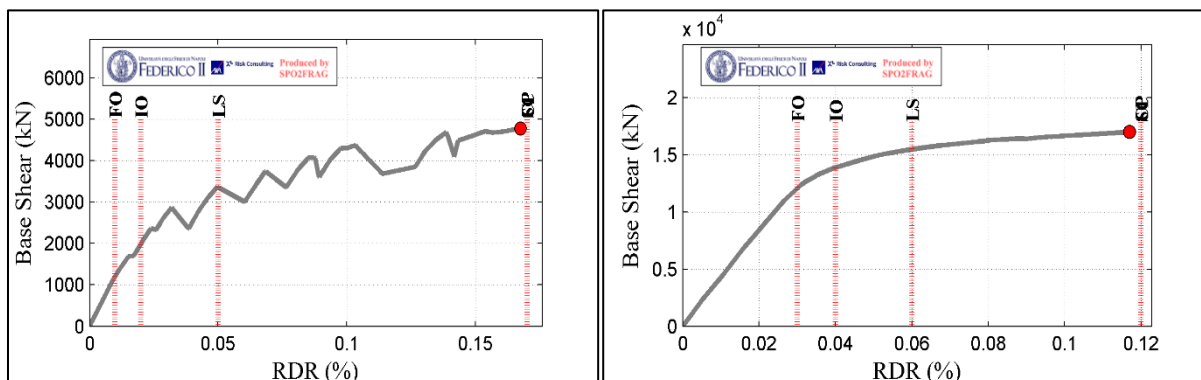
[21] [22] [23] A növekményi dinamikai (IDA) analízist használva létrejöttek az IDA görbék, melyek azt mutatják, hogy egy bizonyos talajgyorsuláshoz mekkora relatív tetőponti eltolódás tartozik. Az IDA görbék a megadott kapacitás görbéket leíró paraméterek és külön megadott periódus idők, mint független paraméterek segítségével számítja a program. A szoftver 30 különböző földrengésrekordot felhasználva számítja ki a görbe sereget, ezekre végez virtuális kísérleteket. Az IDA görbéket általában az azokhoz tartozó normál eloszlás szerinti 16%, 50%, illetve 86% függvényekkel reprezentálják. Minden egyes rekordhoz a tönkremenetelhez tartozó spektrális gyorsulásokat rendeli. Az ábrákon az látszik, hogy, ahol a görbe vízszintessé válik, ott következik be a tönkremenetel (side-away collapse). Ezeket az értékeket rendeli a program az egyes virtuális kísérletekhez.



25. ábra: IDA görbék

forrás: saját

[21] Ez után definiáltam a bilineáris görbékre a tönkremeneteli határállapot szinteket. Öt különböző határállapotot lehet beállítani a programban. Ezek a következők: teljes funkcionalitás (fully operational), használhatóság (immediate occupancy), életvédelem (life safety), összeomlás közeli (collapse prevention), teljes tönkremenetel (side away collapse).

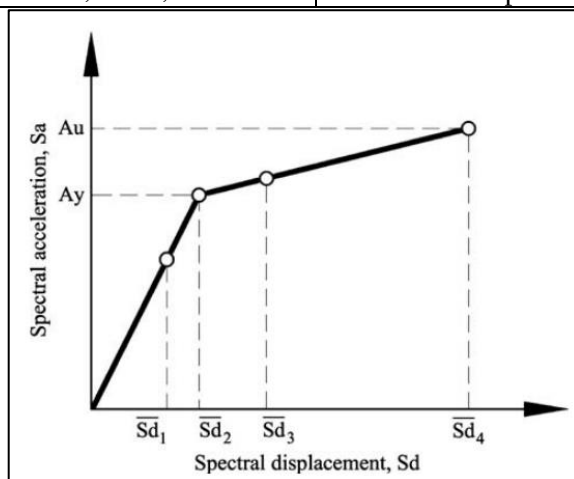


26. ábra: Kapacitás görbék a határállapotokkal

forrás: saját

[24] Bilineáris módon közelíthető kapacitás görbékre a következő ajánlás használható:

Median Spectral Displacement	Damage State
$\bar{S}_{d,S} = 0.7 S_{d,y}$	Slight
$\bar{S}_{d,M} = S_{d,y}$	Moderate
$\bar{S}_{d,E} = S_{d,y} + 0.25 (S_{d,u} - S_{d,y})$	Extensive
$\bar{S}_{d,C} = S_{d,u}$	Complete



27. ábra: Bilinearás görbére vonatkozó határállapotok
forrás: [24]

[21] Az első teljes funkcionalitási szintet érdemes a kapacitás görbe szinte teljesen lineáris első szakaszának végére rakni. A 0.7-es szorzó ezt a háttérrel hordozza magában. Praktikusan ez azt jelenti, hogy ekkor még a szerkezet lineárisan rugalmasan viselkedik, nincsenek benne maradós alakváltozások. A további határállapotokat a már hivatkozott ajánlás alapján vettem fel. Felmerülhet a kérdés, hogy a programban 5 különböző határállapot van, míg az ajánlás 4-re vonatkozik. Ez azért van, mivel a szoftver fel van készítve a quadralineáris viselkedésű kapacitásgörbékre is, melyek esetében az oldalirányú ellenállás teljesen megszűnik, ezáltal a nyíróerő zérussá válik, tehát praktikus az épület összeomlik. Ehhez a ponthoz tartozik az ötödik határállapot, mely akkor jelenik meg, ha program negatív merevséget érzékel.

[21] A sérülékenységi görbe létrehozását megelőzően még további változékonyságot lehet adni a számításba. Továbbá utolsó lépésként meg kell adni a szerkezet csillapítási viszonyát.

Az első probléma, a névleges folyásnál, ami miatt extra változékonyságot kell adni a számításához, hogy a SDoF rendszerből MSoF rendszerbe történő transzformálás során az egyes rekordok között létrejövő változékonyság nem volt figyelembevétel. Ekkor vagy az automatikusan megadott paraméterekkel ezt megteesszük (én ezt tettem), vagy saját értékekkel töltjük fel a programot. Ez abban az esetben figyelmen kívül hagyható, ha nincs nagy szerepe

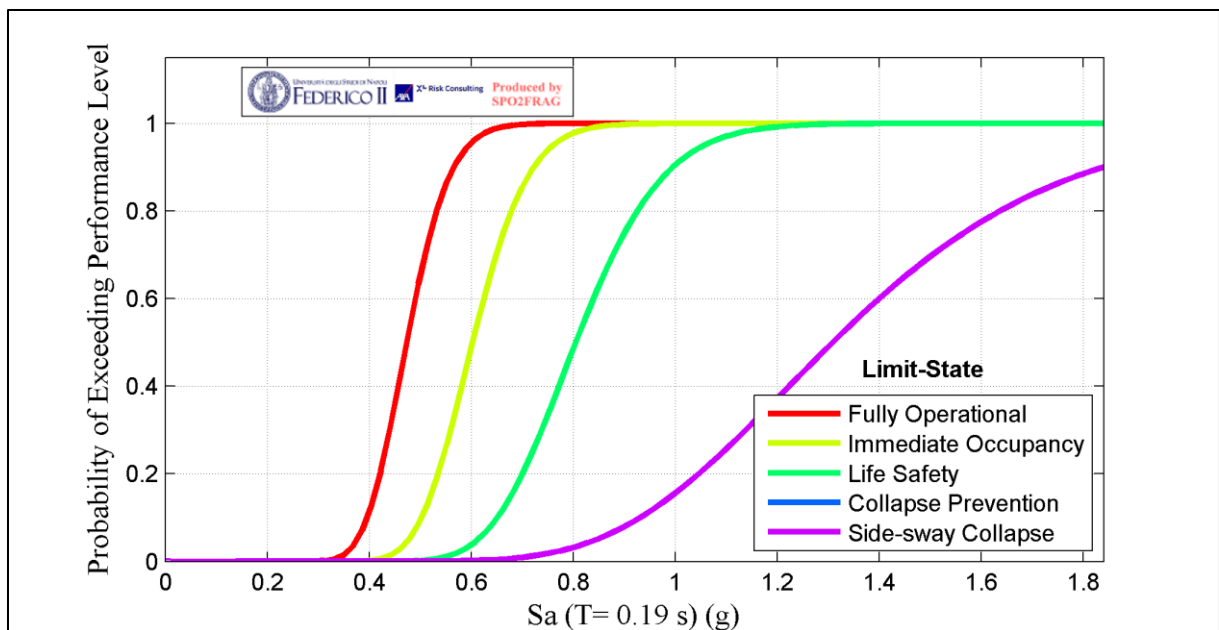
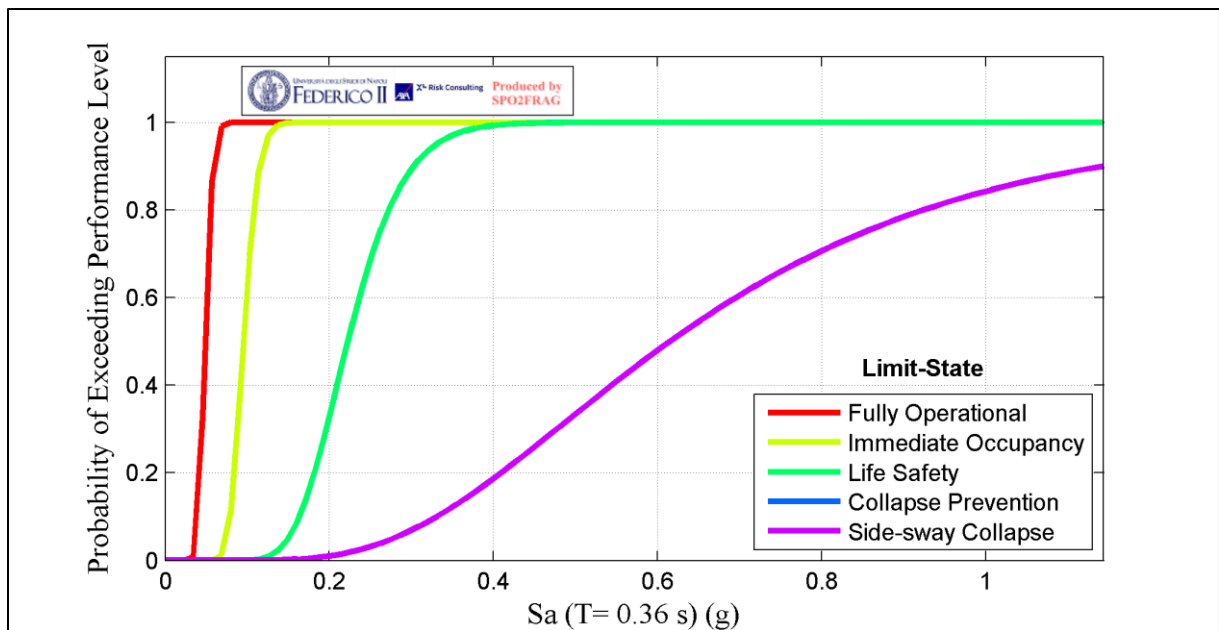
a magasabb módoknak a szerkezet viselkedésében. Esetemben ez nem állt fönn, ezért számításba vettem ezt a módosítást.

^[21] Abban az esetben, ha modell bizonytalanságokat szeretnénk figyelembe venni a törékenységi görbében, ekkor lehetőségünk van arra, hogy megnöveljük az IDA görbe minimum (16%) és maximum (84%) függvényének távolságát a mediántól, egyszóval megnövelhetjük a szórást. Mivel erre nincsen egzakt javaslatom, és így is a 24 lefutott analízisből a legrosszabbakat vettem ki, hogy létrehozzam a törékenységi görbét. Ezért erre nincs szükségem. Abban az esetben, ha valamelyik átlagos analízist választottam volna, akkor itt figyelembe vehetném azt a tényt, hogy annál rosszabb és jobb viselkedésű kapacitás görbék is létrejöttek.

^[25] A csillapítási faktor/viszony egy szerkezet esetében a tényleges csillapítási tényező és a kritikus csillapítás hányadosa. Ez praktikusán azt jelenti, hogy ha ez a faktorszám egy, vagyis 100%, ebben az esetben nem beszélhetünk rezgésről. A szerkezet csillapítás viszonya általában vasbeton szerkezetek esetén 5%, míg acél szerkezeteknél 3%. Falazott szerkezeteknél körülbelül 10%.

^[21] ^[22] Ezzel a program létrehozza a sérülékenységi görbét. Képzeljük el, hogy mind a 30 rekord azonos súllyal jelenik meg a számításunkba, vagyis 1/30 mindegyik rekord (spektrális gyorsulás érték) súlya. A törékenységi görbe előállításához az kell, hogy ahogy lépkedünk a spektrális gyorsulások értékein lentől fölfelé és elérünk egy olyan értéket, amihez tartozik tönkremenetel azt felvisszük a diagramra, ekkor egy lépcsőzetes függvényt kapunk. Ezzel kialakítva a törékenységi görbét. A szoftver valójában ezekre az értékekre lognormális eloszlás függvényt illeszt. Mivel analitikusan is kezelhető, nem lépcsőzetes.

A sérülékenységi vagy másnéven törékenységi görbe megmutatja, hogy egy adott intenzitású (talajgyorsulású) szeizmikus esemény hatására mekkora valószínűséggel lépi át a megadott határállapotokat a szerkezet. A törékenységi görbékből egyértelműen látszik, ami a kapacitásgörbékből is kivehető volt, hogy X irányban jóval kisebb intenzitású földrengéseket képes elviselni a szerkezet, mint a Y irányban. A nagy előnye a kapacitás görbéknek, hogy számszerűsíti és egyértelműen spektrális gyorsulásokhoz rendeli az egyes határállapotokat.



28. ábra: Sérülékenységi / törékenységi görbék
forrás: saját

IV. Megerősítési javaslatok, összefoglaló

Megerősítési javaslataim között elsősorban egy teherbíró vasbeton koszorú szerepelne. De ennél vannak jóval egyszerűbb megoldások is. Először is, fel kell kutatni azokat a falsarkokat, töréseket, melyek nagy mértékben csökkentik a szerkezet ellenállását. Ilyenek lehet különböző szervízaknák, vagy egyéb lépcsőházak, hasonlóak. Amik rontják az épület geometriai szabályosságát.

Fel kéne mérni, hogy az egyes épületeket külön-külön, vagy egy tömbként érdemesebb kezelni a szomszédos épületekkel. Hogy végső soron, stabil kockákként tudjanak viselkedni együtt ezek az épülettömbök. Hiszen hiába erősítünk meg egy épületet vasbeton koszorúval, ha a mellette lévő ráomlik.

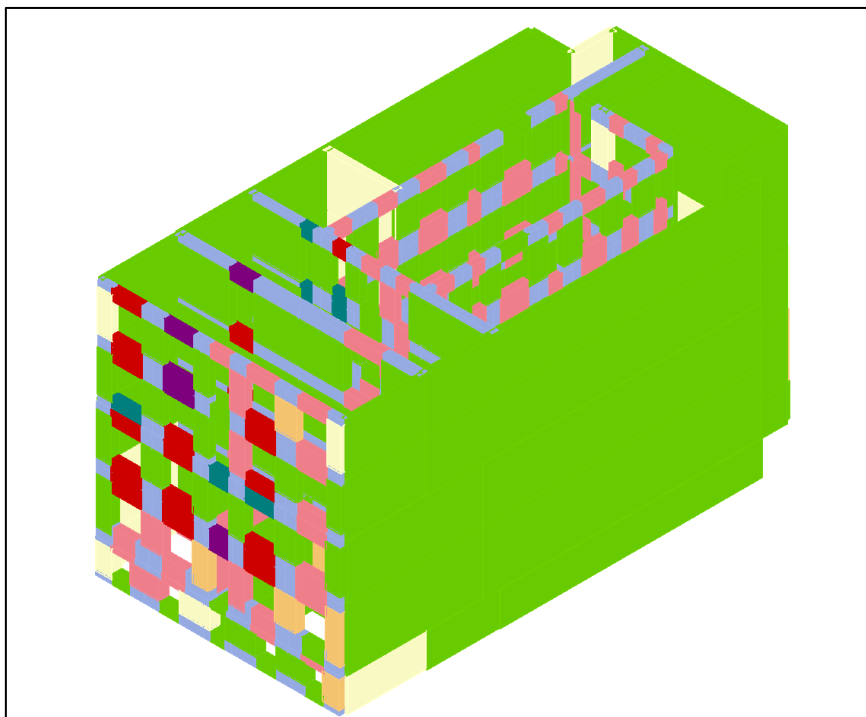
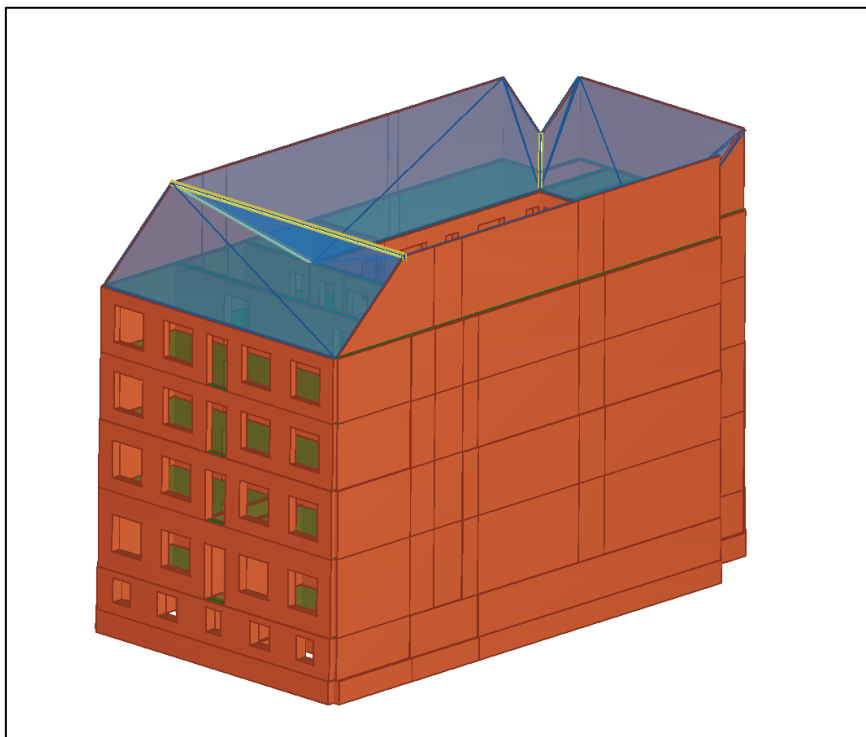
Mindezekből azt, lehet leszűrni, hogy még több tényezőt kell ahhoz számításba venni, hogy teljes bizonyossággal kilehessen jelenteni, hogy milyen módon viselkednek az épületek Budapest belvárosában egy földrengés esetén. Egy bizonyos. Az itt végrehajtott számításból azt lehet kikövetkeztetni, hogy ez a bérház, egy olyan földrengésre melyet napjaink szabványai használnak budapesti házakra, súlyos károkat szenvedne. A sérülékenységi görbéknek köszönhetően a bérház viselkedése összehasonlíthatóvá vált más szerkezetekkel, ezen kívül egyértelmű valószínűségeket szűrhetünk le az egyes határállapotokra vetítve.

Sok múlik azon, hogy milyen irányban jön létre a földrengés. Hogyan éri a szerkezetet. Viszont ne feledjük, hogy az Y irányt gyengítő szervízaknákat végül nem sikerült bemodellezni a szerkezetbe. Ezek tovább csökkentenék az épület Y irányú ellenállást. Illetve az extra emeleti ráépítést sem vettük figyelembe, bár ehhez szükségem lett volna az épület jelen állapotának anyagvizsgálatára.

Viszont azt sem szabad elfelejtenünk, hogy vannak szomszédos épületek. Ezek egymásra hatását pedig külön vizsgálni kéne. Szerény véleményem szerint rosszabbul viselkedne az épület, ha a szomszédos épületek is benne lennének a modellben.

A továbbiakban, mely elsősorban a diplomamunkámat jelenti, egy pilot terület épületállományának szeizmikus sérülékenységi vizsgálatát fogom elvégezni. Ezzel összehasonlíthatóvá fog válni az itt megjelenő bérház viselkedése, a Budapesten előforduló egyéb épületekhez viszonyítva.

29. ábra: Látvány 3D
forrás: saját



V. Irodalomjegyzék

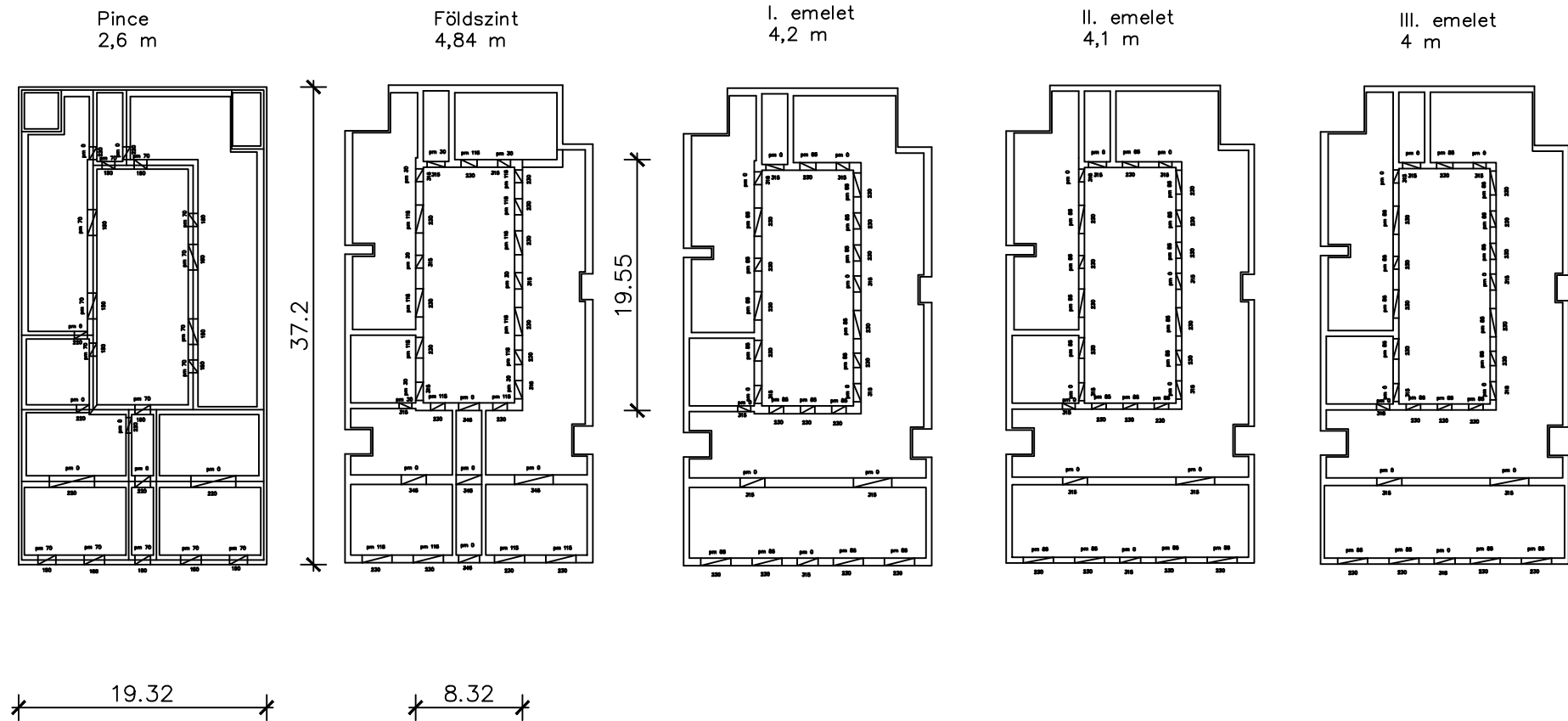
- [1] Mérnökiszeizmológia előadás: A Kárpát-Pannon-térség geodinamikája, www.archive.edu.epito.bme.hu (2021)
- [2] Magyarország szeizmicitás, url: www.seismology.hu (2021)
- [3] Usam Ghaidan: Earthquake-resistant masonry buildings, Iran, UNESCO, (2002)
- [4] Dr. Koris Kálmán: Falazott szerkezetek tervezése előadása (Vasbeton- és falszerkezetek), url: www.archive.edu.epito.bme.hu (2021)
- [5] Nagy Tamás Bajnok: Falazott szerkezetű lakóház vizsgálata „pushover” módszerrel, url: www.tdk.bme.hu/EPK/DownloadPaper/Falazott-szerkezetu-lakohazak-vizsgalata, BME, TDK dolgozat, (2021)
- [6] Miha Tomazevic: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, (1999)
- [7] Svetlana Brzev: Earthquake-Resistant Confidned Masonry Construction, Kanpur (India), NICEE, (2007)
- [8] Dr. Dulácska Endre: Tájékoztató az építmények földrengés elleni tervezéséhez, Mérnöki Kamara Nonprofit Kft, Budapest, (2012)
- [9] Déry Attila: Öt könyv a régi építészetéről 1-5. alapján készült diasorok, url: www.attiladery.hu/downl.html (2021)
- [10] Építési hibák: IV. évfolyam IV.szám (2017. május): A Mátrai-féle földem és káresetei
- [11] Völgyesi Lajos – Tóth László – Győri Erzsébet – Mónus Péter: Budapest idősebb belvárosi épületeink földrengés-biztonsága, Budapest, Akadémiai kiadó (2013)
- [12] Dr. Koris Kálmán – Dr. Haris István: Szerkezetek megerősítése: 2. előadás – Meglévő szerkezetek minősítése, www.archive.edu.epito.bme.hu (2021)
- [13] Kollár László: Szerkezetek méretezése földrengés hatásokra előadása, url: www.docplayer.hu/2997543-Szerkezetek-meretezese-foldrengesi-hatasokra.html, (2013)
- [14] AxisVM földrengés vizsgálat, url: <https://axisvm.eu/hu/foldrenges-vizsgalatok/> (2021)
- [15] Bérház tervek: <https://maps.hungaricana.hu/hu/BFLTervtar/26175/> (2021)
- [16] Google Térkép (2021)
- [17] Hidak és Szerkezetek Tanszék: Vasbeton és falszerkezetek: Falszerkezetek segédlet, (2018)
- [18] BME Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék: A falazott szerkezetek méretezési lehetőségei: gravitációtól a földrengésig 2, url: <https://docplayer.hu/12680871-A-falazott-szerkezetek-meretezesi-lehetosegei-gravitaciotol-a-foldrengesig-2.html>, (2021)

- [19] Kegyes-Brassai Orsolya Katalin: Earthquake Hazard Analysis and Building Vulnerability Assessment to Determine the Seismic Risk of Existing Buildings in an Urban Area, Széchenyi István Egyetem, Győr, (2014)
- [20] 3Muri User Manual, S.T.A. data, Torino
- [21] Georgios Baltzopoulos - Roberto Baraschino - Iunio Iervolino - Dimitrios Vamvatsikos: SPO2FRAG: software for seismic fragility assessment based on static pushover, Springer Science+Business Media Dordrecht, 2017
- [22] Hazay Máté: Szerkezetek szeizmikus törékenységi görbéinek előállítása teljes megbízhatósági analízis alapján (TDK dolgozat), Budapest, (2015)
- [23] Zsarnóczai Ádám: Kihajlásbiztos merevítőrudak tervezési eljárásának értékelése kísérleti és numerikus eredmények alapján, url:
http://doktori.bme.hu/bme_palyazat/2013/honlap/Zsarnoczai_Adam_hu.htm, (2013)
- [24] Nieves Lantada, Luis G. Pujades, Alex H. Barbat: Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison, Springer Science+Business Media B.V. (2008)
- [25] Damping of unreinforced masonry walls retrofitted with CFRP, M.T. Mansourikia, A. Hoback, University of Detroit Mercy, US, Electronic Journal of Structural Engineering (2015)

VI. Mellékletek

2. Melléklet

födém: mindenhol 40 cm kivétel zárófödém 35 cm
alapozás: mindenhol 90 cm széles és 1,4 méter mély



1. Melléklet

Pushover analysis

Pushover analysis description

In order to perform the required checks for the building in question, non-linear static analysis was performed [Eurocode 8 - p. 4.3.3.4.2.]. The requested checks involve a comparison between the capacity curves found for the various prescribed conditions with the displacement request required by the code. The capacity curve is identified through a diagram showing maximum displacement-shear at the base. According to the indications in the code [Eurocode 8 - p. 4.3.3.4.2.2], there are two types of load conditions that must be examined:

- Distribution of forces proportional to the masses:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribution of forces proportional to the product of the masses for the deformation corresponding to the first vibration mode.

In this way, the value for the maximum displacement at the base of the building generated by the distribution of forces is calculated.

This displacement value constitutes the ultimate value for the building.

The displacement examined for tracing the capacity curve is the point of the building called the control node. Code requires that tracing of a bi-linear capacity curve for an equivalent system (SDOF).

The determination of the curve relative to the equivalent system allows determination of the period in which the maximum displacement requested by the earthquake to be found, according to the spectrums found in the code [EC8 3.2.2.2].

Code [Eurocode 8 - p.4.3.2] defines the accidental eccentricity for the centre of the masses as equal to 5% of the maximum dimensions of the building in the direction perpendicular to the earthquake.

Based on building typology and the design choices made, it is possible to choose to the seismic load conditions to be examined:

- Seismic load: Identifies which of the two distribution typologies will be examined. (proportional to the mass or first mode).
- Direction: Identifies the direction in which the structure is loaded (X or Y of the overall system) by the seismic load.

In order to identify the gravest seismic load condition, individual analyses were performed for load typology, seismic direction, and for possible accidental eccentricity.

No.	Seism dir.	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [cm]	Level	Node
1	+X	Uniform	0,0	5	6
2	+X	Static forces	0,0	5	6
3	-X	Uniform	0,0	5	6
4	-X	Static forces	0,0	5	6
5	+Y	Uniform	0,0	5	6
6	+Y	Static forces	0,0	5	6
7	-Y	Uniform	0,0	5	6
8	-Y	Static forces	0,0	5	6
9	+X	Uniform	183,0	5	6
10	+X	Uniform	-183,0	5	6
11	+X	Static forces	183,0	5	6
12	+X	Static forces	-183,0	5	6
13	-X	Uniform	183,0	5	6
14	-X	Uniform	-183,0	5	6
15	-X	Static forces	183,0	5	6
16	-X	Static forces	-183,0	5	6
17	+Y	Uniform	94,3	5	6
18	+Y	Uniform	-94,3	5	6
19	+Y	Static forces	94,3	5	6
20	+Y	Static forces	-94,3	5	6
21	-Y	Uniform	94,3	5	6
22	-Y	Uniform	-94,3	5	6
23	-Y	Static forces	94,3	5	6
24	-Y	Static forces	-94,3	5	6

Results

According to the code, different checks must be performed:

LS of Near Collapse (NC):

$$d_t^{NC} \leq d_m^{NC}$$

d_t^{NC} : Target displacement requested by the code identified in the elastic spectrum.

d_m^{NC} : Maximum displacement offered by the structure.

LS of Significant Damage (SD):

$$d_t^{SD} \leq d_m^{SD}$$

d_t^{SD} : Target displacement requested by the code.

d_m^{SD} : Global capacity at the LS of Significant Damage (SD) .

LS of Damage Limitation (DL):

$$S_d(T^*) \leq d_y^*$$

$S_d(T^*)$: Target displacement requested by the code in $T=T^*$

d_y^* : Yield displacement of the equivalent Single-Degree-of-Freedom system.

Seismic vulnerability

For each performed limit state will be calculated the risk index α (α_{NC} , α_{SD} , α_{DL})

These parameters are calculated as indicated below:

$$\alpha_{NC} = \frac{PGA_{CNC}}{PGA_{DNC}} ;$$

$$\alpha_{SD} = \frac{PGA_{CSD}}{PGA_{DSD}} ;$$

$$\alpha_{DL} = \frac{PGA_{CDL}}{PGA_{DDL}} ;$$

Capacity acceleration: the maximum amount of actions, considered in the expected project combinations that the structure is capable to sustain.

PGA_{CNC} : capacity acceleration that corresponds to NC

PGA_{CSD} : capacity acceleration that corresponds to SD

PGA_{CDL} : capacity acceleration that corresponds to DL

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

These values are defined from the seismic load specified in the shape of the spectrum.

PGA_{DNC} : peak ground acceleration that corresponds to NC

PGA_{DSD} : peak ground acceleration that corresponds to SD

PGA_{DDL} : peak ground acceleration that corresponds to DL

Result details

No.	Seism dir.	Seismic load	Ecc. [cm]	dt NC [cm]	dm NC [cm]	NC Ver.	dt SD [cm]	dm SD [cm]	SD Ver.	Sd DL [cm]	d*y DL [cm]	DL Ver.
1	+X	Uniform	0,0	8,80	4,44	No	4,49	3,33	No	1,75	1,02	No
2	+X	Static forces	0,0	11,17	4,75	No	5,97	3,56	No	2,55	1,11	No
3	-X	Uniform	0,0	7,02	3,45	No	3,51	2,59	No	1,16	0,64	No
4	-X	Static forces	0,0	9,09	3,68	No	4,77	2,76	No	1,76	0,77	No
5	+Y	Uniform	0,0	2,75	3,26	Yes	0,77	2,45	Yes	0,39	0,62	Yes
6	+Y	Static forces	0,0	4,02	4,08	Yes	1,41	3,06	Yes	0,53	0,62	Yes
7	-Y	Uniform	0,0	2,49	2,89	Yes	0,70	2,17	Yes	0,36	0,59	Yes
8	-Y	Static forces	0,0	3,81	3,92	Yes	1,30	2,94	Yes	0,49	0,58	Yes
9	+X	Uniform	183,0	7,40	4,12	No	3,71	3,09	No	1,28	0,72	No
10	+X	Uniform	-183,0	8,79	4,47	No	4,52	3,35	No	1,72	0,93	No
11	+X	Static forces	183,0	10,94	5,68	No	5,82	4,26	No	2,47	1,13	No
12	+X	Static forces	-183,0	12,35	4,57	No	6,66	3,43	No	3,04	1,31	No
13	-X	Uniform	183,0	7,30	2,82	No	3,66	2,11	No	1,25	0,69	No
14	-X	Uniform	-183,0	7,00	3,05	No	3,53	2,29	No	1,13	0,58	No
15	-X	Static forces	183,0	8,89	3,34	No	4,66	2,50	No	1,68	0,72	No
16	-X	Static forces	-183,0	9,06	3,88	No	4,75	2,91	No	1,75	0,75	No
17	+Y	Uniform	94,3	2,74	2,61	No	0,76	1,96	Yes	0,39	0,62	Yes
18	+Y	Uniform	-94,3	2,83	3,52	Yes	0,77	2,64	Yes	0,40	0,61	Yes
19	+Y	Static forces	94,3	4,07	4,22	Yes	1,43	3,17	Yes	0,54	0,63	Yes
20	+Y	Static forces	-94,3	4,13	3,73	No	1,47	2,80	Yes	0,55	0,64	Yes
21	-Y	Uniform	94,3	2,50	2,75	Yes	0,71	2,06	Yes	0,36	0,60	Yes
22	-Y	Uniform	-94,3	2,64	2,31	No	0,70	1,73	Yes	0,36	0,56	Yes
23	-Y	Static forces	94,3	3,87	3,62	No	1,33	2,72	Yes	0,51	0,60	Yes
24	-Y	Static forces	-94,3	3,92	3,62	No	1,38	2,72	Yes	0,50	0,58	Yes

No.	Seism dir.	Seismic load	Ecc. [cm]	α NC	α SD	α DL	dm/dt NC
1	+X	Uniform	0,0	0,555	0,788	0,585	0,505
2	+X	Static forces	0,0	0,457	0,636	0,435	0,425
3	-X	Uniform	0,0	0,553	0,793	0,551	0,491
4	-X	Static forces	0,0	0,450	0,636	0,435	0,405
5	+Y	Uniform	0,0	1,101	1,681	1,578	1,185
6	+Y	Static forces	0,0	1,010	1,496	1,169	1,015
7	-Y	Uniform	0,0	1,082	1,667	1,639	1,161
8	-Y	Static forces	0,0	1,020	1,514	1,184	1,029
9	+X	Uniform	183,0	0,608	0,867	0,565	0,557

10	+X	Uniform	-183,0	0,555	0,785	0,539	0,509
11	+X	Static forces	183,0	0,548	0,760	0,456	0,519
12	+X	Static forces	-183,0	0,398	0,552	0,431	0,370
13	-X	Uniform	183,0	0,458	0,665	0,558	0,386
14	-X	Uniform	-183,0	0,499	0,718	0,512	0,436
15	-X	Static forces	183,0	0,423	0,600	0,425	0,376
16	-X	Static forces	-183,0	0,471	0,664	0,427	0,428
17	+Y	Uniform	94,3	0,975	1,511	1,575	0,953
18	+Y	Uniform	-94,3	1,134	1,719	1,529	1,244
19	+Y	Static forces	94,3	1,026	1,517	1,170	1,037
20	+Y	Static forces	-94,3	0,934	1,392	1,163	0,903
21	-Y	Uniform	94,3	1,051	1,627	1,653	1,100
22	-Y	Uniform	-94,3	0,933	1,456	1,552	0,875
23	-Y	Static forces	94,3	0,957	1,429	1,188	0,935
24	-Y	Static forces	-94,3	0,949	1,414	1,153	0,923

Summary of results

Results legend

R.C.

	Undamaged
	Shear failure
	Bending damage
	Bending failure
	Compression failure
	Tension failure
	Shear failure

Wood

	Undamaged
	Bending failure
	Compression failure
	Tension failure

Steel

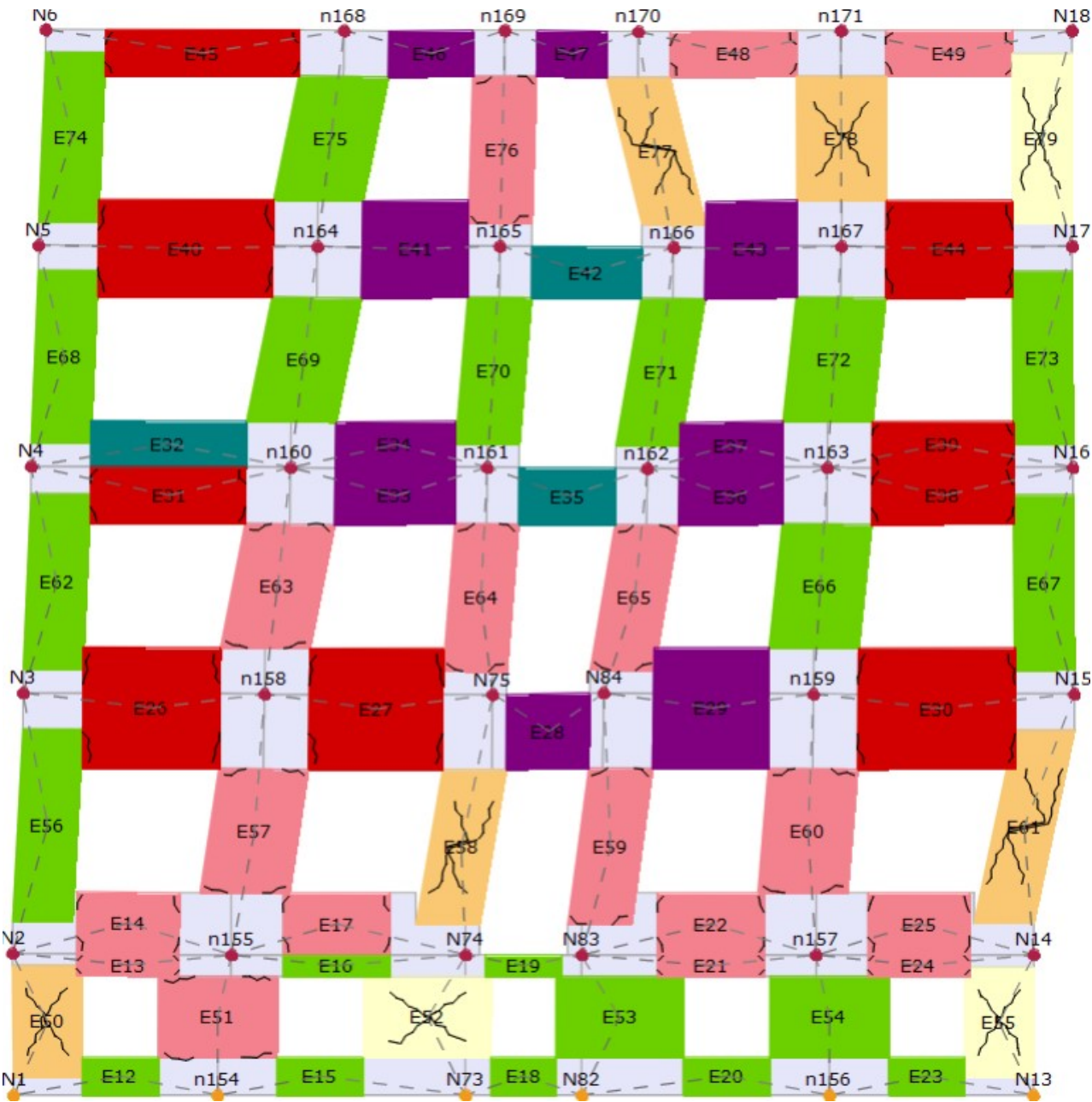
	Undamaged
	Bending damage
	Compressive damage
	Tensile damage
	Ineffective element
	Back to elastic condition

Masonry

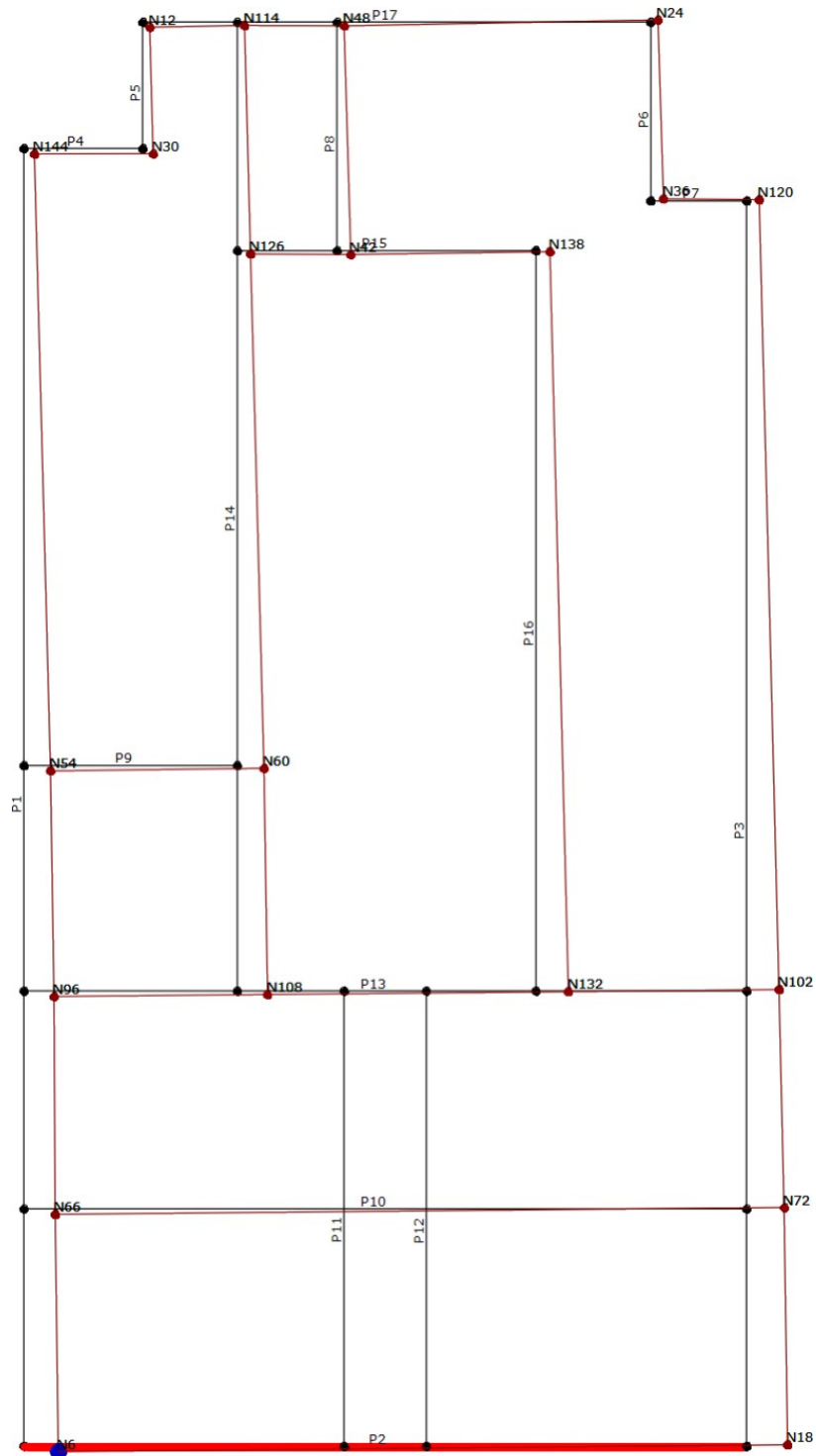
	Undamaged
	Shear damage
	Bending damage
	Shear failure
	Bending failure
	Compression failure
	Tension failure
	Failure during elastic phase

Seismic analysis n. 12 Direction X

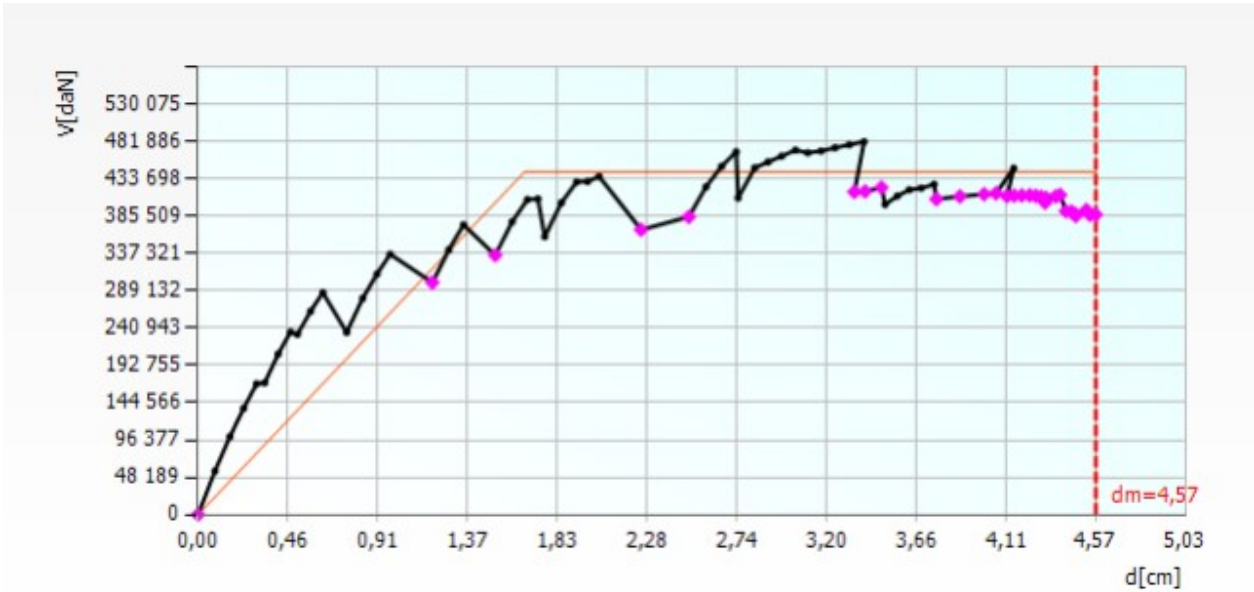
Seismic analysis n. 12 Wall 2 Substep 73



Plan deformed shape

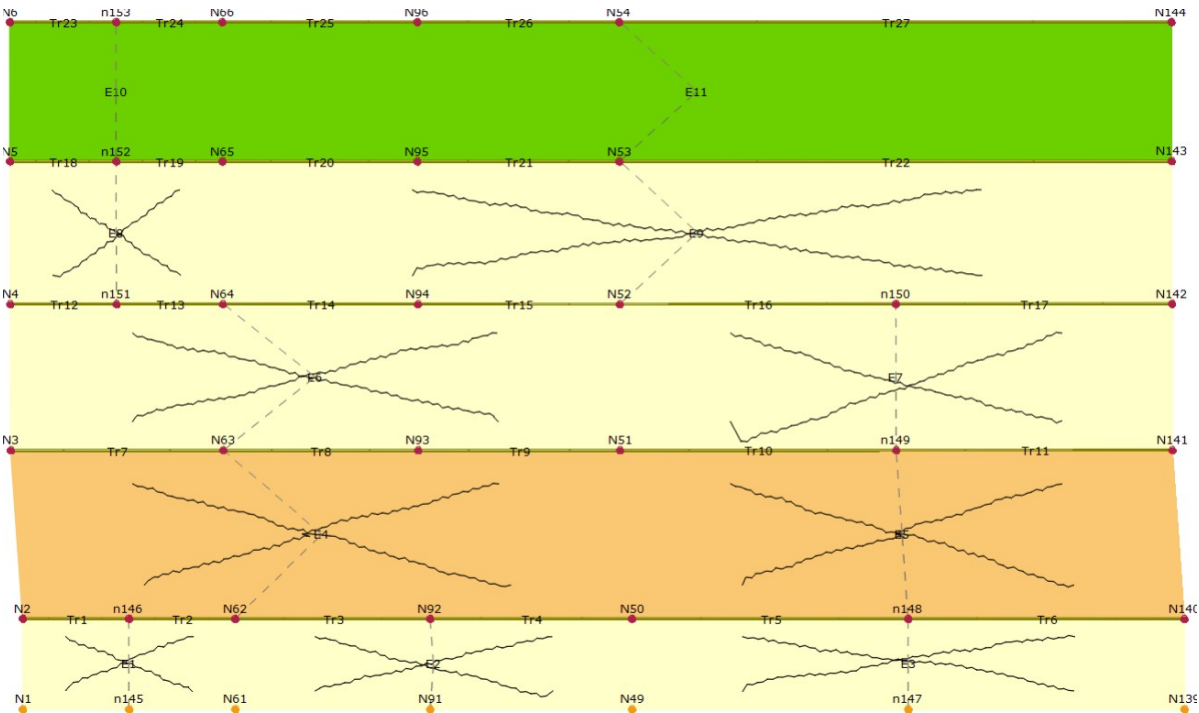


Pushover curve (analysis n. 12)

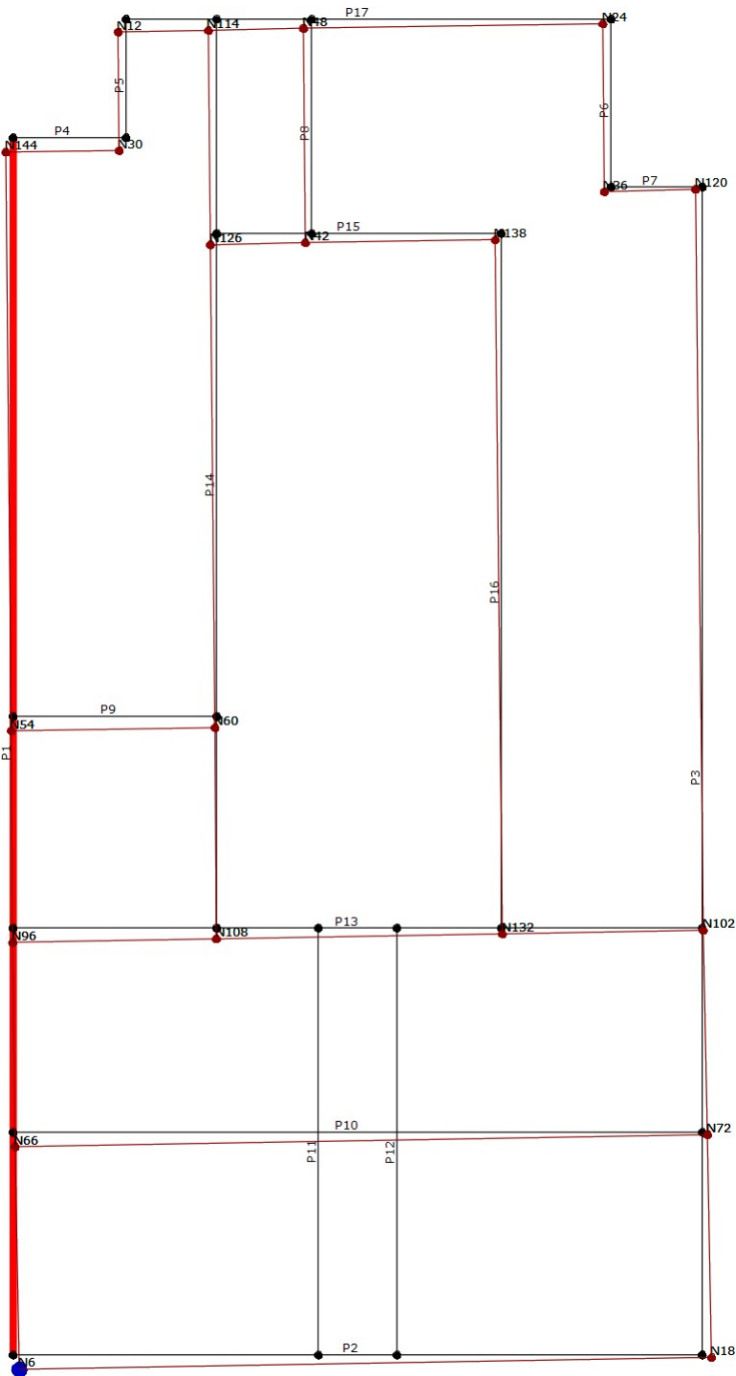


Seismic analysis n. 22 Direction Y

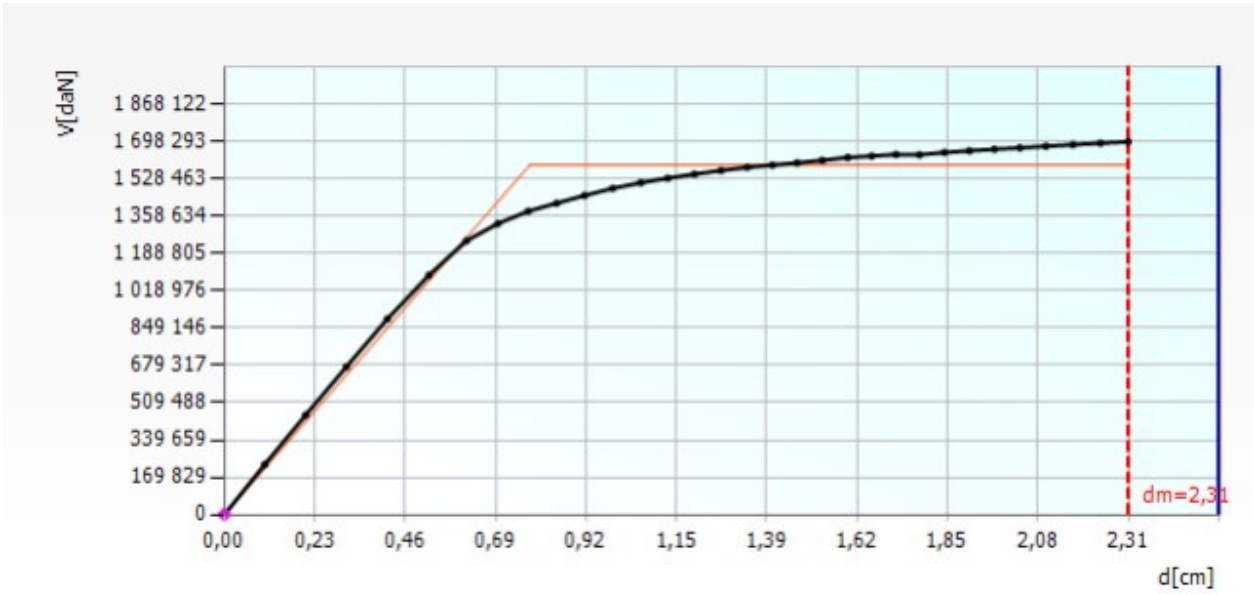
Seismic analysis n. 22 Wall 1 Substep 32



Plan deformed shape



Pushover curve (analysis n. 22)



3. Melléklet

----- ANALYSIS OUTPUT: FRAGILITY PARAMETERS

Analysis ended on 02/11/21 at 12:57:00

PROJECT NAME: tdk

BUILDING ID:

USER ID:

Input file names:

Direction X: spreadsheet input

Direction Y: spreadsheet input

Building Data:

Number of storeys=5

Intensity Measure is Sa X (0.36s)

Intensity Measure is Sa Y (0.19s)

Total mass is 4579.00 Ton

Total height is 19.80 m

Structural damping is 10.00 %

-

Storey number	Storey Mass [Ton]	Storey Height [m]
------------------	----------------------	----------------------

-

1	810.00	2.60
2	1207.00	4.86
3	1047.00	4.20
4	767.00	4.10
5	748.00	4.00

-

Fragility parameters from SPO2FRAG:

-

-

Direction X:

Median capacity Sa(0.36s) [g]	Log. standard deviation	RDR Thresholds(%)	Limit State name
----------------------------------	----------------------------	----------------------	---------------------

-

0.049	0.144	0.010	Fully
-------	-------	-------	-------

Operational

Occupancy	0.095	0.146	0.020	Immediate
	0.222	0.240	0.050	Life Safety
Prevention	0.615	0.484	0.170	Collapse
Collapse	0.615	0.484	0.170	Side-sway

-

5-95 % confidence interval of the fragility parameter estimators.

Median capacity Sa(0.36s)	Standard Deviation	Limit State name

-		
[0.047g-0.051g]	[0.113-0.175]	Fully Operational
[0.091g-0.100g]	[0.114-0.177]	Immediate Occupancy
[0.207g-0.239g]	[0.188-0.291]	Life Safety
[0.532g-0.711g]	[0.378-0.586]	Collapse Prevention
[0.532g-0.711g]	[0.378-0.586]	Side-sway Collapse

-

Direction Y:

Median capacity Sa(0.19s) [g]	Log. standard deviation	RDR Thresholds(%)	Limit State name	

-				
Operational	0.474	0.139	0.030	Fully
Occupancy	0.603	0.141	0.040	Immediate
	0.805	0.166	0.060	Life Safety
Prevention	1.309	0.266	0.120	Collapse
Collapse	1.309	0.266	0.120	Side-sway

-

5-95 % confidence interval of the fragility parameter estimators.

Median capacity Sa(0.19s)	Standard Deviation	Limit State name
-		
[0.454g-0.494g]	[0.109-0.168]	Fully Operational
[0.578g-0.629g]	[0.110-0.171]	Immediate Occupancy
[0.766g-0.846g]	[0.129-0.201]	Life Safety
[1.208g-1.417g]	[0.208-0.322]	Collapse Prevention
[1.208g-1.417g]	[0.208-0.322]	Side-sway Collapse

-
Direction: X

16%,50% and 84% fractiles of Sa at collapse [g]:
[0.367, 0.572, 0.754]

-
Spectral acceleration values and corresponding 16%,50% and 84% fractiles of
response
Sa(0.36s)[g]

	Roof Drift Ratio [%]		
	16%	50%	84%
0.0053	0.0011	0.0011	0.0011
0.0066	0.0013	0.0013	0.0013
0.0079	0.0016	0.0016	0.0016
0.0092	0.0019	0.0019	0.0019
0.0105	0.0021	0.0021	0.0021
0.0507	0.0104	0.0104	0.0104
0.0781	0.0163	0.0163	0.0163
0.1056	0.0213	0.0222	0.0229
0.1331	0.0259	0.0283	0.0310
0.1605	0.0300	0.0346	0.0407
0.1880	0.0341	0.0412	0.0518
0.2154	0.0384	0.0482	0.0648
0.2429	0.0428	0.0555	0.0793
0.2704	0.0476	0.0631	0.0954
0.2978	0.0526	0.0710	0.1134
0.3253	0.0578	0.0793	0.1332
0.3527	0.0632	0.0879	0.1550
0.3802	0.0687	0.0967	Pcol>16%
0.4077	0.0746	0.1059	Pcol>16%
0.4351	0.0806	0.1154	Pcol>16%
0.4626	0.0868	0.1251	Pcol>16%
0.4900	0.0932	0.1352	Pcol>16%
0.5175	0.0999	0.1456	Pcol>16%
0.5450	0.1067	0.1563	Pcol>16%
0.5724	0.1139	0.1672	Pcol>16%
0.5866	0.1177	Pcol>50%	Pcol>16%
0.6285	0.1292	Pcol>50%	Pcol>16%

0.6705	0.1414	Pcol>50%	Pcol>16%
0.7125	0.1540	Pcol>50%	Pcol>16%
0.7544	0.1672	Pcol>50%	Pcol>16%

Direction: Y

16%,50% and 84% fractiles of Sa at collapse [g]:
[0.981, 1.216, 1.652]

-

Spectral acceleration values and corresponding 16%,50% and 84% fractiles of response

Sa(0.19s)[g]

Roof Drift Ratio [%]

	16%	50%	84%

0.0255	0.0016	0.0016	0.0016
0.0319	0.0020	0.0020	0.0020
0.0383	0.0024	0.0024	0.0024
0.0447	0.0028	0.0028	0.0028
0.0511	0.0032	0.0032	0.0032
0.1406	0.0089	0.0089	0.0089
0.1972	0.0125	0.0125	0.0125
0.2538	0.0161	0.0161	0.0161
0.3104	0.0197	0.0197	0.0197
0.3671	0.0233	0.0233	0.0233
0.4237	0.0268	0.0268	0.0268
0.4803	0.0304	0.0304	0.0304
0.5369	0.0335	0.0346	0.0350
0.5935	0.0363	0.0392	0.0406
0.6501	0.0392	0.0443	0.0474
0.7068	0.0422	0.0497	0.0555
0.7634	0.0454	0.0555	0.0648
0.8200	0.0487	0.0617	0.0758
0.8766	0.0523	0.0683	0.0884
0.9332	0.0559	0.0753	0.1030
0.9898	0.0597	0.0827	Pcol>16%
1.0464	0.0637	0.0905	Pcol>16%
1.1031	0.0678	0.0988	Pcol>16%
1.1597	0.0721	0.1075	Pcol>16%
1.2163	0.0766	0.1167	Pcol>16%
1.2213	0.0770	Pcol>50%	Pcol>16%
1.3289	0.0860	Pcol>50%	Pcol>16%
1.4365	0.0956	Pcol>50%	Pcol>16%
1.5440	0.1058	Pcol>50%	Pcol>16%
1.6516	0.1167	Pcol>50%	Pcol>16%

-